

RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE EM PEÇAS DE CONCRETO  
ARMADO COM SEÇÃO CIRCULAR VAZADA.

PAULO DE ARAUJO REGIS

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM  
ENGENHARIA CIVIL.

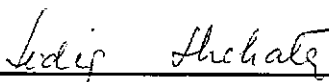
Aprovada por :



Prof<sup>o</sup> YOSIAKI NAGATO, D.Sc.  
( PRESIDENTE )



Prof<sup>o</sup> IBRAHIM ABD-EL MALIK SHEHATA, PhD



Prof<sup>a</sup> LÍDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA, PhD



Prof<sup>o</sup> PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS, Dr.Eng.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO - 1990

**REGIS, PAULO DE ARAUJO**

Resistência ao Esforço Cortante Combinado Com Compressão e Flexão de Peças de Concreto Armado Com Seção Transversal Circular Vazada [Rio de Janeiro] 1990.

xiv, 90 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc, Engenharia Civil, 1990)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1.Esforço Cortante

2.Concreto Armado

3.Seção Circular Vazada.

I.COPPE/UFRJ      II.Titulo (Série)

Para

Plínio e Gilda meus pais

Meus irmãos

Genice, Genilda e Gisélia (minhas  
tias)

Vó Mariinhia (In Memorium)

"Ser livre é não ter compromisso nem com os pensamentos"

**Plínio Régis**

## AGRADECIMENTOS

Aos professores : Yosiaki Nagato

Webe J. Mansur

Roberto F.de Oliveira;

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas;

Aos colegas que ajudaram durante os ensaios;

Aos amigos Afonso, Assis, Ivan, Ricardo, Alberto e  
Paulo Fernando;

Aos amigos da COPPE/UFRJ;

Aos funcionários da COPPE/UFRJ;

A CAPES e ao CNPq;

A Liseane.

RESUMO DA TESE APRESENTADA A COPPE/UFRJ COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE EM PEÇAS DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO CIRCULAR VAZADA.

PAULO DE ARAUJO REGIS

JUNHO 1990

Orientador: Yosiaki Nagato

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho apresenta um estudo experimental e uma proposta de modificações em um programa de computador para avaliar a resistência ao esforço cortante de peças de C.A. de seção transversal circular vazada e armadura longitudinal uniformemente distribuída no perímetro.

Foram ensaiadas 4 peças, divididas em 2 grupos conforme a taxa de armadura transversal. Neles, a variável principal foi o esforço normal de compressão. Com base nos resultados desses ensaios apresenta-se uma modificação nas expressões propostas por Y. Nagato para o cálculo do esforço cortante resistente em peças de C.A. de seção transversal circular cheia, de modo a adaptá-las para peças de seção vazada. Devido ao pequeno número de ensaios realizados, a modificação proposta deve servir apenas como indicativo para pesquisas futuras.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE (M.Sc).

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS WITH HOLLOW CIRCULAR CROSS-SECTION

PAULO DE ARAUJO REGIS

JUNE, 1990

Thesis Supervisor: Yosiaki Nagato

Department: Civil Engineering

This work presents an experimental study and suggestion for modifications in a computer program on the shear strength of reinforced concrete members with hollow circular cross-section and longitudinal reinforcement uniformly distributed along the perimeter.

Four specimens were tested forming two groups according to the percentage of transverse reinforcement. In each group the main variable was the axial compression. The test results lead to the proposal of some changes in the formulae proposed by Y. Nagato for the calculation of the shear strength of reinforced concrete members with plain circular cross-section in order to fit them to hollow circular cross-section. Due to the limited number of test results the proposed changes shall serv only as a guidance for future research.

## ÍNDICE

	pág.
CAPÍTULO I - Introdução .....	1
CAPÍTULO II - Revisão Bibliográfica .....	3
II.1 - Introdução .....	3
II.2 - Descrição do modelo proposto por Nagato ..	4
II.3 - Condições de equilíbrio e compatibilidade de deformações .....	6
II.4 - Tipos de ruptura previstos pelo modelo ...	14
II.5 - Análise feita por computador .....	16
II.5.1 - Programa CACODI .....	16
II.5.2 - Programa SACCOL .....	17
II.6 - Fórmulas propostas para norma brasileira .	17
CAPÍTULO III - Programa Experimental .....	20
III.1 - Introdução .....	20
III.2 - Materiais .....	22
III.2.1 - Concreto .....	22
III.2.2 - Aço .....	23
III.3 - Dimensionamento .....	27
III.4 - Fabricação .....	27
III.5 - Montagem e técnica de ensaio .....	33
III.6 - Instrumentação .....	34
III.6.1 - Cargas .....	34



III.6.2 - Rotações de Apoio .....	34
III.6.3 - Deslocamentos Verticais .....	37
III.6.4 - Deformações Específicas na Armadura .....	37
III.6.5 - Deformações Específicas no Concreto .....	38
III.6.6 - Fissuração .....	38
 CAPÍTULO IV - Resultados Experimentais .....	 42
IV.1 - Introdução .....	42
IV.2 - Comportamento das peças até a ruptura ....	42
IV.2.1 - Peça VA1 .....	42
IV.2.2 - Peça VA2 .....	43
IV.2.3 - Peças VB1 e VB2 .....	43
IV.3 - Deslocamentos verticais e rotações de apoio .....	48
IV.4 - Deformações específicas na superfície do concreto e na armadura longitudinal .....	48
IV.5 - Deformações específicas na armadura transversal .....	53
 CAPÍTULO V - Modificações nas Soluções teóricas .....	 66
V.1 - Introdução .....	66
V.2 - Processo iterativo .....	66
V.3 - Introdução da deformada quebrada .....	68

V.4 - Adaptação das fórmulas propostas por Nagato às peças vazadas .....	70
V.5 - Programa SACCOL .....	72
 CAPÍTULO VI - Comparações de Resultados .....	73
VI.1 - Introdução .....	73
VI.2 - Tabelas com Resultados das Peças Ensaçadas .....	73
VI.3 - Discussão dos Resultados .....	74
 CAPÍTULO VII - Conclusões e Sugestões .....	81
 Referências Bibliográficas .....	84
 Apêndice A - .....	88

## NOTAÇÕES

- $A_c$  = área da seção transversal de concreto  
 $A_{cc}$  = área do concreto comprimido  
 $A_{sj}$  = área de uma camada da armadura longitudinal  
 $A_{sw}$  = área total de armadura transversal  
 $a$  = vão de corte  
 $C_c$  = força de compressão resultante no concreto  
 $C_s$  = força de compressão resultante no aço  
 $D$  = diâmetro da seção circular  
 $DI$  = diâmetro interno da seção circular vazada  
 $D_l$  = diâmetro da circunferência ao longo da qual se distribui a armadura longitudinal  
 $d_e$  = altura efetiva da seção equivalente  
 $E_c$  = módulo de deformação longitudinal do concreto  
 $E_{ce}$  = módulo de deformação longitudinal equivalente do concreto  
 $E_s$  = módulo de deformação longitudinal do aço  
 $F_w$  = força resultante nas diagonais comprimidas  
 $f_c$  = resistência à compressão simples do concreto  
 $f_{ce}$  = resistência à compressão simples equivalente do concreto  
 $f_{ck}$  = valor característico da resistência à compressão do concreto  
 $f_y$  = tensão de escoamento do aço  
 $f_{yk}$  = valor característico da tensão de escoamento do aço  
 $H_w$  = componente horizontal de  $F_w$   
 $l_w$  = distância horizontal entre a "cabeça" da fissura

diagonal e seu cruzamento com a armadura de tração equivalente

$M$  = momento fletor

$N$  = esforço normal

$N_{ue}$  = esforço normal último de ensaio

$R$  = raio da seção circular

$R_s$  = distância da armadura concentrada equivalente até o centróide da seção

$s$  = espaçamento entre os estribos

$T_s$  = força resultante na armadura de tração

$T_{si}$  = força resultante na armadura de tração numa seção inclinada

$V$  = esforço cortante

$V_c$  = esforço cortante absorvido pelo concreto e por efeitos secundários

$V_{cd}$  = valor de cálculo de  $V_c$

$V_d$  = valor de cálculo de  $V$

$V_{fd}$  = esforço cortante correspondente à fissuração diagonal

$V_u$  = esforço cortante último

$V_{ue}$  = esforço cortante último de ensaio

$V_w$  = esforço cortante absorvido pelos estribos

$V_{wd}$  = valor de cálculo de  $V_w$

$x$  = distância do apoio à seção em estudo

$y_{ci}$  = distância da fibra superior da seção ao centróide de uma fatia de concreto

$y_{ci}$  = distância da fibra superior da seção ao centróide de uma camada de aço

- $y_n$  = distância da fibra superior da seção à linha neutra  
 $y_{nm}$  = valor de  $y_n$  na seção de momento máximo  
 $y_{n,f}$  = valor de  $y_n$  obtido num cálculo de flexo-compressão sem a consideração do esforço cortante  
 $y_w$  = distância da fibra superior da seção ao ponto de aplicação de  $F_w$   
 $\alpha$  = coeficiente de redução da altura da zona comprimida no modelo proposto  
 $\beta$  = coeficiente usado na definição do diagrama tensão-deformação do concreto  
 $\gamma_c$  = coeficiente de minoração da resistência do concreto  
 $\gamma_s$  = coeficiente de minoração da resistência do aço  
 $\epsilon_u$  = deformação específica correspondente à tensão máxima no diagrama tensão-deformação do concreto  
 $\epsilon_1$  = deformação específica principal de tração  
 $\epsilon_2$  = deformação específica principal de compressão  
 $\epsilon_c$  = deformação específica no concreto  
 $\epsilon_s$  = deformação específica na armadura  
 $\epsilon_{top}$  = deformação específica na fibra superior  
 $\epsilon_{bot}$  = deformação específica no nível inferior da armadura  
 $\epsilon_{co}$  = deformação específica no centróide da seção  
 $\psi$  = curvatura da deformada  
 $\epsilon_y$  = deformação específica de escoamento da armadura longitudinal  
 $\epsilon_{yt}$  = deformação específica de escoamento da armadura transversal  
 $\epsilon_u$  = deformação específica última do concreto à compressão

- $\epsilon_{ut}$  = deformação específica última do concreto à tração  
 $\lambda$  = coeficiente relacionado com o alongamento  
 $\sigma_c$  = tensão no concreto  
 $\sigma_{c1}$  = tensão principal de tração no concreto  
 $\sigma_{c2}$  = tensão principal de compressão no concreto  
 $\sigma_{cmd}$  = tensão média de compressão, de cálculo, proveniente do esforço normal  
 $\sigma_s$  = tensão no aço  
 $\sigma_{sl}$  = tensão normal longitudinal na armadura  
 $\sigma_{st}$  = tensão normal transversal na armadura  
 $\tau_v$  = tensão de cisalhamento vertical  
 $\tau_{vu}$  = valor último de  $\tau_v$   
 $\theta$  = ângulo de inclinação das fissuras diagonais  
 $\omega$  = ângulo de inclinação das fissuras na região próxima à seção de momento máximo  
 $\epsilon$  = vetor de deformações  
 $\sim$   
 $k$  = Matriz de rigidez secante  
 $\sim$   
 $P$  = Vetor de cargas  
 $\sim$

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

O estudo do esforço cortante em peças de CA é objeto de estudo desde o início deste século. MÖRSCH [1909] estudou experimentalmente um modelo teórico, proposto por Ritter, que faz uma analogia entre uma viga, depois de fissurada, com uma treliça. Esse modelo é conhecido como treliça de Ritter-Mörsch e serve de base para o cálculo de armadura transversal em peças de CA. Estudos posteriormente realizados sugeriram modificações na teoria para possibilitar a obtenção de armaduras mais econômicas.

Entretanto, apenas em 1965, os primeiros ensaios conhecidos com peças de seção circular foram feitos por FARADJI CAPON e DIAZ DE COSSIO [1965]. Esse trabalho serviu como base para a introdução de regras específicas sobre o assunto na norma do ACI [1977]. Outros trabalhos foram realizados por diferentes pesquisadores VECCHIO [1982] e ANG [1985].

Este trabalho vem dar continuidade a um programa de pesquisas sobre peças de concreto armado de seção circular iniciado no programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. NUNES [1981] e NAGATO [1987, 1988a, 1988b].

Os estudos anteriores versaram sobre peças com seções circulares cheias. O objetivo principal deste

trabalho é o estudo do comportamento de peças com seção circular vazada e dar sugestões sobre possíveis modificações nas formulações dadas por Nagato a fim de melhorar o desempenho de um programa de computador por ele desenvolvido para a análise de peças com seção circular cheia. Apresenta-se a seguir um resumo do conteúdo deste trabalho.

No capítulo II se faz um breve resumo do trabalho desenvolvido por Nagato.

No capítulo III são apresentados os detalhes do programa experimental desta pesquisa, e os resultados experimentais obtidos são apresentados no capítulo IV.

No capítulo V são apresentadas algumas modificações no programa CACODI, desenvolvido por Nagato, e nas fórmulas por ele propostas para seções circulares cheias de modo a adaptá-las às peças vazadas.

As comparações dos resultados são feitas no capítulo VI e as conclusões e sugestões são apresentadas no capítulo VII.



## CAPÍTULO II

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### II.1 - INTRODUÇÃO

Vários estudos experimentais sobre a resistência ao esforço cortante em peças de concreto armado de seção circular já foram publicados. Dentre eles citamos: o desenvolvido por FARADJI CAPON e DIAZ DE COSSIO [1965], cujos resultados serviram de base para uma proposta de adaptação das fórmulas propostas pela COMISSÃO ACI-ASCE-426 [1977] para o dimensionamento ao esforço cortante; o de KHALIFA e COLLINS [1981], onde o objetivo principal era verificar a aplicabilidade da Teoria do Campo de Compressão Diagonal (COLLINS [1978]) neste tipo de peça, e o de ANG [1985], que estudou o esforço cortante de origem sísmica em pilares de pontes.

No programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ vem sendo estudado o comportamento até a ruptura destas peças. O primeiro trabalho realizado foi o de NUNES [1981] onde foram ensaiadas 8 peças solicitadas por esforço cortante e momento fletor. Nesta pesquisa as variáveis principais foram a distância das cargas aos apoios e as taxas de armadura longitudinal e transversal. Os resultados experimentais foram comparados com os valores obtidos segundo propostas de diversas normas.

Num segundo trabalho NAGATO [1987] ensaiou 16

peças cujas variáveis principais foram as taxas de armadura, longitudinal e transversal, e o esforço normal. Com base nestes resultados e nos outros já publicados Nagato propõe um modelo teórico simples que representa o comportamento destas peças após fissuração diagonal, propondo também fórmulas para seu dimensionamento ao esforço cortante. Será apresentada a seguir uma descrição resumida deste trabalho.

## II.2 - DESCRIÇÃO DO MODELO PROPOSTO POR NAGATO

O modelo aplica-se a peças de concreto armado de seção circular cheia com armadura longitudinal uniformemente distribuída no perímetro submetidas a esforços cortante e normal, constantes no vão de corte, e a momento fletor, sendo feitas algumas simplificações:

- A armadura original é substituída por uma armadura equivalente com mesma área total sendo concentrada simetricamente em dois níveis. Sua posição é tal que o momento de inércia de sua área em relação ao eixo centroidal normal ao plano de flexão é igual ao da armadura original;

- A armadura transversal é substituída por estribos retangulares equivalentes colocados entre os dois níveis da armadura longitudinal equivalente. A figura (II.2.1) mostra as armaduras original e equivalente;

- Admite-se como mecanismo resistente após fissuração diagonal uma treliça com ângulo variável

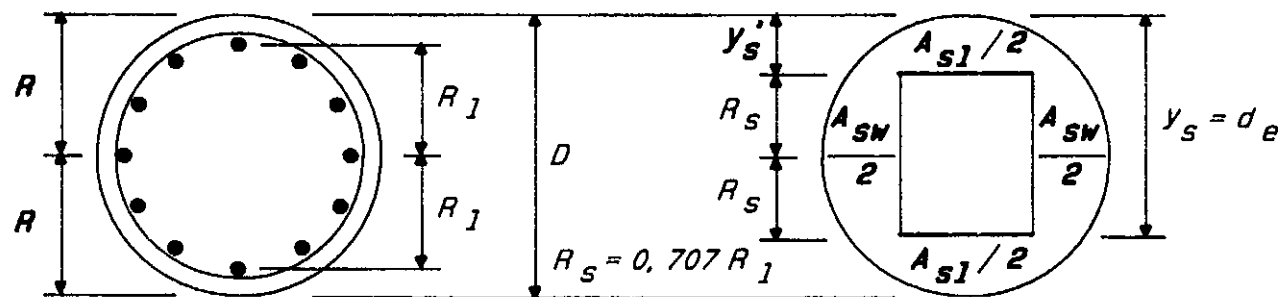


FIG. II.2.1 – ARMADURA ORIGINAL E ARMADURA EQUIVALENTE ADOTADA NO MODELO

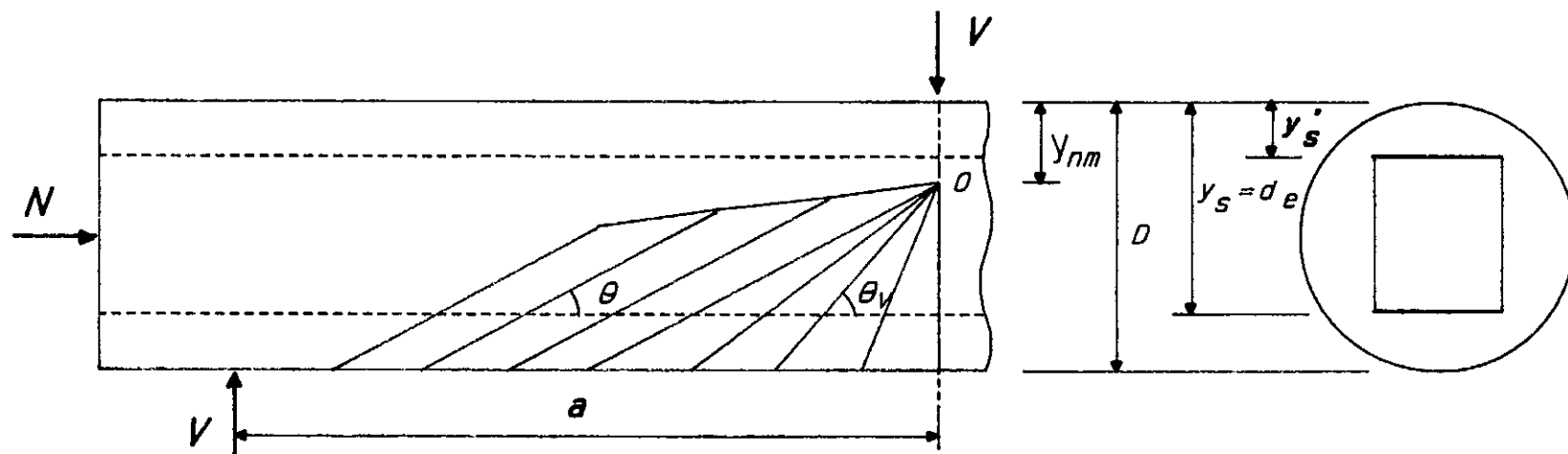


FIG. II.2.2 – MODELO PROPOSTO PARA O MECANISMO RESISTENTE APÓS FISSURAÇÃO DIAGONAL

associada a um arco conforme a figura (II.2.2);

- Admite que numa região com um estado de tensões complexo, sob o ponto de aplicação de carga concentrada, há uma distribuição de diagonais comprimidas em forma de leque irradiando a partir de um ponto "O" tomado arbitrariamente na altura da linha neutra na seção de momento máximo;

- Fora da região do leque as diagonais comprimidas têm um ângulo de inclinação com o eixo da peça constante e igual a  $\theta$ . Resultados experimentais de NAGATO [1987], indicam que  $\theta = 30^\circ$  é adequado para o modelo desde que não haja limitação física para tal ângulo como no caso de vãos de corte muito curtos;

- A ação de engrenamento dos agregados é desprezada e assim a direção da diagonal comprimida coincide com a das fissuras;

- A ação de rebite da armadura longitudinal é desprezada;

- O arco que completa o modelo tem seu limite inferior definido pela posição da linha neutra no ponto "O" passando pela última fissura diagonal e indo até encontro com a fibra inferior da peça (fig.II.2.2).

### II.3 - CONDIÇÕES DE EQUILÍBRIO E DE COMPATIBILIDADE DE DEFORMAÇÕES

O mecanismo de ruptura suposto envolve, além das rotações de flexão, uma rotação relativa entre os dois

blocos da peça separados pela fissura diagonal crítica (aquela diretamente ligada com a ruptura da peça), em torno de um ponto localizado na altura da linha neutra na "cabeça" da fissura diagonal crítica, figura (II.3.1).

O modelo não adota a hipótese das seções planas. Admite uma deformada "quebrada" na altura da linha neutra. A curvatura é constante em cada parte sendo maior na parte comprimida (fig.II.3.2).

A figura (II.3.1) mostra o mecanismo de rotação devido ao esforço cortante. Já a figura (II.3.2) mostra a distribuição de deformações longitudinais adotada na seção crítica, distante  $x$  da seção do apoio, assim como as forças resultantes nessa seção e numa seção inclinada coincidente com o plano da fissura diagonal crítica.

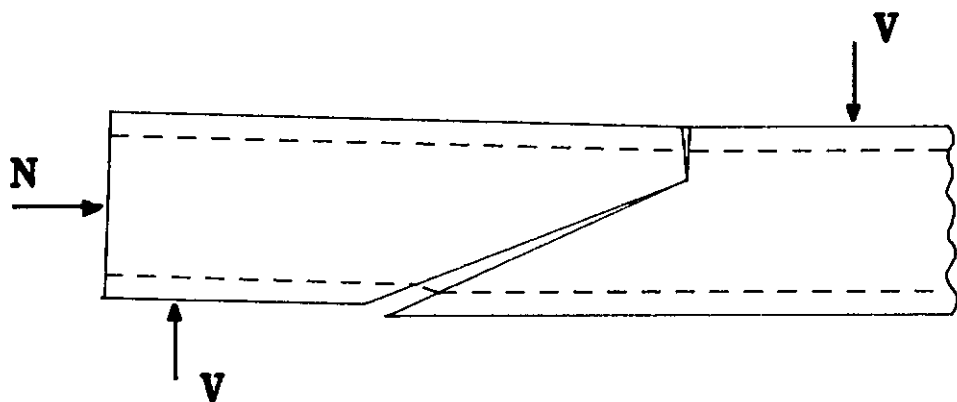


FIG. II.3.1 - MECANISMO DE ROTACÃO DEVIDO AO ESFORÇO CORTANTE

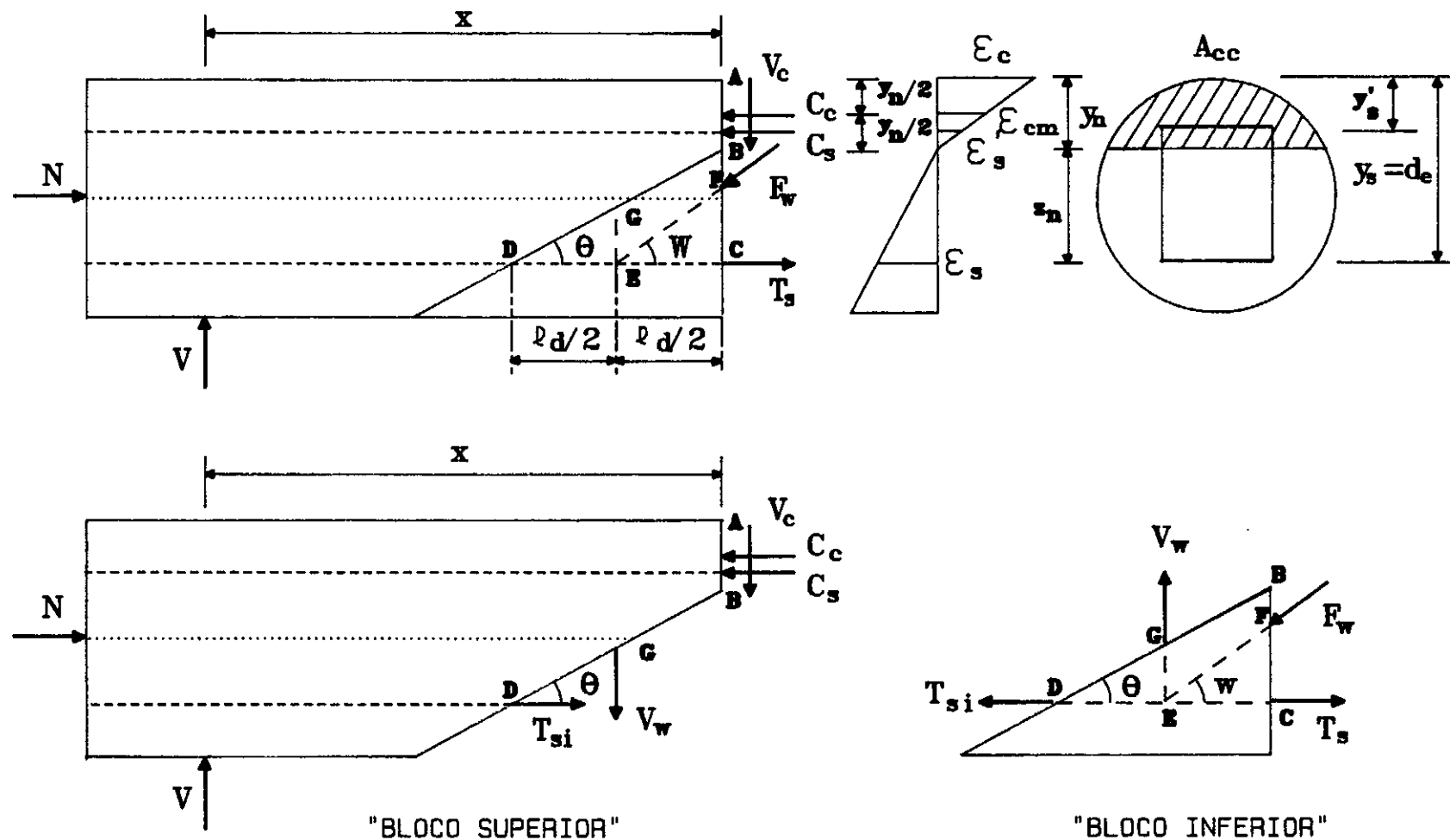


FIG. II.3.2 - DISTRIBUIÇÃO DE DEFORMAÇÕES LONGITUDINAIS ASSUMIDAS NA SEÇÃO CRÍTICA, E FORÇAS RESULTANTES NO MODELO PROPOSTO

O cálculo dos esforços internos indicados na figura (II.3.2) é feito conforme a seguir.

#### a) Resultante de compressão no concreto

A força resultante de compressão é calculada multiplicando-se a área total da zona comprimida por uma tensão média obtida em função da deformação de compressão média. Essa resultante tem sua linha de ação a meia altura entre a fibra superior da seção e a linha neutra e para que o esforço seja aproximadamente igual ao obtido por integração, a tensão de compressão média no concreto deve ser conseguida através de um diagrama tensão-deformação equivalente. Nele a tensão máxima é  $f_{ce} = 0,8.f_c$  e o módulo de elasticidade tangente na origem é  $E_{ce} = 0,7.E_c$ . As deformações correspondentes à tensão máxima e à tensão de ruptura são as mesmas do diagrama original. Esse diagrama equivalente (fig.II.3.3) foi definido através de cálculos comparativos com o processo de integração. Como lei de variação de tensão X deformação, foi adotada a proposta por CARREIRA e CHU [1985].

A resistência à tração do concreto é desprezada.

#### b) Resultante das tensões na armadura longitudinal

A partir das expressões que relacionam tensões com as deformações e conhecidas as deformações nos níveis das barras, o cálculo das tensões e das forças resultantes

Relação tensão-deformação proposta  
por CARREIRA e CHU (1985):

$$\sigma_c = \frac{f_c \cdot \beta \cdot \eta}{\beta - 1 + \eta^\beta}$$

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} ; \quad \beta = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{E_c \cdot \epsilon_o}}$$

Relação tensão-deformação equivalente:

$$\sigma_{ce} = \frac{f_{ce} \cdot \beta_e \cdot \eta}{\beta_e - 1 + \eta^{\beta_e}}$$

$$\beta_e = \frac{1}{1 - \frac{f_{ce}}{E_{ce} \cdot \epsilon_o}}$$

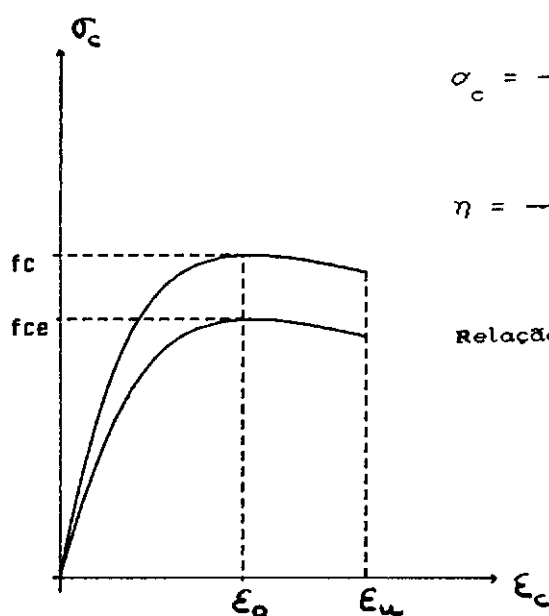


FIG. II.3.3 - DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO

ADOTADO PARA O CONCRETO

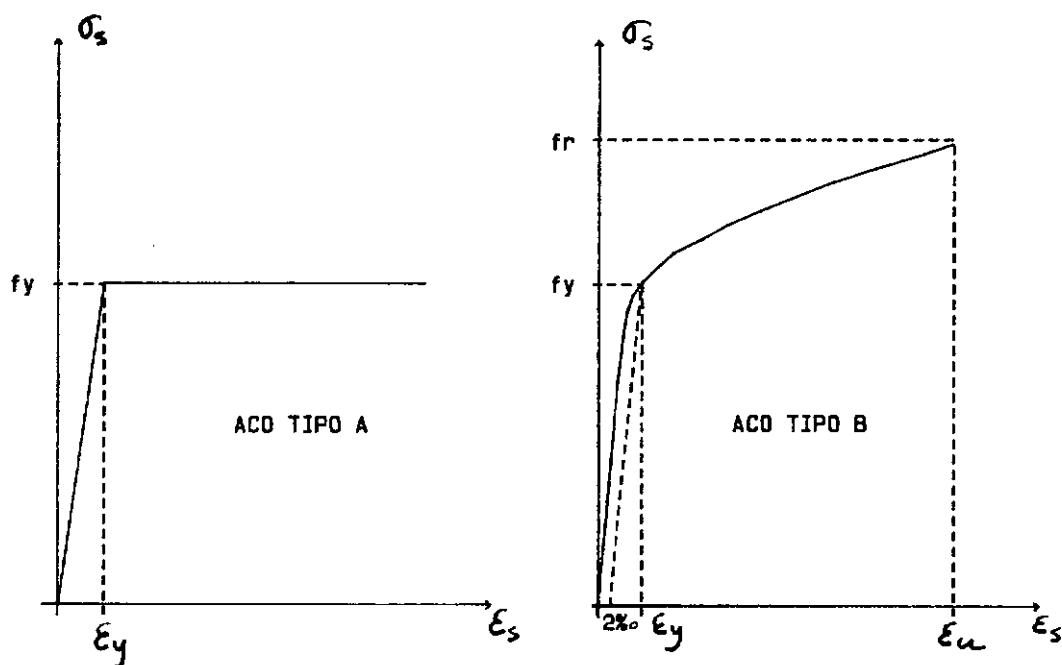


FIG. II.3.4 - DIAGRAMAS TENSÃO DEFORMAÇÃO

ADOTADOS PARA O AÇO



é imediato. Os diagramas Tensão-Deformação adotados para o aço foram os seguintes (fig.II.3.4):

- Para o aço tipo A, diagrama bi-linear

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{para } \epsilon_s \leq \epsilon_y \quad (\text{II.3.1})$$

$$\sigma_s = f_y \quad \text{para } \epsilon_s > \epsilon_y \quad (\text{II.3.2})$$

- Para o aço tipo B, diagrama conforme lei a seguir

$$f_p = 0,8 f_y \quad (\text{II.3.3})$$

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \quad \text{para } \epsilon_s \leq \epsilon_p = 0,8 f_y / E_s \quad (\text{II.3.4})$$

$$\sigma_s = A + \sqrt{A^2 - B} \quad (\text{II.3.5})$$

$$\epsilon_s = \sigma_s / E_s + (\sigma_s / f_y - 0,8)^2 \quad (\text{II.3.6})$$

$$\text{para } \epsilon_p \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su} = 10\%$$

$$A = (0,8 - 10 f_y / E_s) f_y$$

$$B = (0,64 - 20 \epsilon_s) f_y \quad \text{ou}$$

c) Resultante das tensões cisalhantes transversais no concreto da zona comprimida e das tensões na armadura transversal e nas diagonais comprimidas.

A resultante das tensões cisalhantes transversais na zona comprimida,  $V_c$ , é calculada

multiplicando-se a área total da zona comprimida por uma tensão cisalhante média,  $\tau_v$ . O modelo admite que os estribos só começam a trabalhar após ter sido esgotada a capacidade de absorção de esforço cortante da zona comprimida. Assim, para estágios de carregamento anteriores à ruptura:

se  $V < \tau_{vu} A_{cc}$ , então  $\tau_v = V / A_{cc}$ , ou seja, a zona comprimida absorve todo o esforço cortante.

se  $V > \tau_{vu} A_{cc}$ , então  $\tau_v = \tau_{vu}$  e os estribos absorvem a diferença

$$V_w = V - \tau_{vu} \cdot A_{cc} \quad (\text{II.3.7})$$

onde  $\tau_{vu}$  é o valor último de  $\tau_v$ .

Admitindo-se que os estribos estão uniformemente distribuídos e igualmente solicitados ao longo do plano BD, ver figura (II.3.2), então o esforço cortante absorvido pelos estribos,  $V_w$ , tem sua linha de ação passando pelo ponto G, médio de BD.

Considerações geométricas e de equilíbrio das partes da peça esquematizada na figura (II.3.2) permitem que sejam escritas as seguintes equações:

$$C_c + C_s + F_w \cos(\omega) - T_s = N \quad (\text{II.3.8})$$

$$C_c (R - y_n / 2) + C_s R_s + F_w \cos(\omega) (R - y_w) + T_s R_s = V \cdot x \quad (\text{II.3.9})$$

$$V_c + V_w = V \quad (\text{II.3.10})$$

$$V_w = F_w \sin(\omega) \quad \text{ou} \quad F_w = V_w / \sin(\omega) \quad (\text{II.3.11})$$

$$H_w = F_w \cos(\omega) \quad \text{ou} \quad H_w = V_w \cot(\omega) \quad (\text{II.3.12})$$

$$T_{s1} = T_s - F_w \cos(\omega) \quad (\text{II.3.13})$$

$$\tan(\omega) = \frac{d_e - y_{nm}}{(a-x) + l_d/2} \geq \tan(\theta) \quad (\text{II.3.14})$$

$$l_d = (d_e - y_n) \cot(\theta) \quad (\text{II.3.15})$$

$$y_w = d_e - (l_d/2) \tan(\omega) \quad (\text{II.3.16})$$

onde  $y_w$  é a distância AF e  $y_{nm}$  é o valor de  $y_n$  na seção de momento máximo.

As equações de equilíbrio (II.3.8) e (II.3.9) serão satisfeitas com uma determinada deformada na seção crítica obtida num processo iterativo.

Como é adotada uma deformada "quebrada" no modelo é necessário estabelecer uma condição de compatibilidade das deformações que permita a definição da linha neutra e da relação entre as curvaturas da parte comprimida e da parte tracionada na seção crítica.

A condição de compatibilidade é:

$$\frac{y_n}{d_e - y_n} = \left| \frac{2\lambda \epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_{s1}} \right| \quad (\text{II.3.16})$$

onde  $y_n$  é a posição da linha neutra da nova deformada,  $d_e$  é a altura efetiva da seção equivalente,  $\epsilon_c$  e  $\epsilon_s$  as deformações no concreto e no aço na seção crítica respectivamente,  $\epsilon_{s1}$  a deformação do aço na fissura diagonal e  $\lambda$  um coeficiente relacionado com o alongamento

da fibra superior do concreto REGAN [1969,1982]. Face a dificuldade de determinação de  $\lambda$  optou-se por uma solução aproximada

$$y_n = \alpha \cdot y_{n,f} \quad (\text{II.3.17})$$

onde  $y_{n,f}$  é obtido pela análise de flexão simples ou composta sem levar em consideração o esforço cortante.

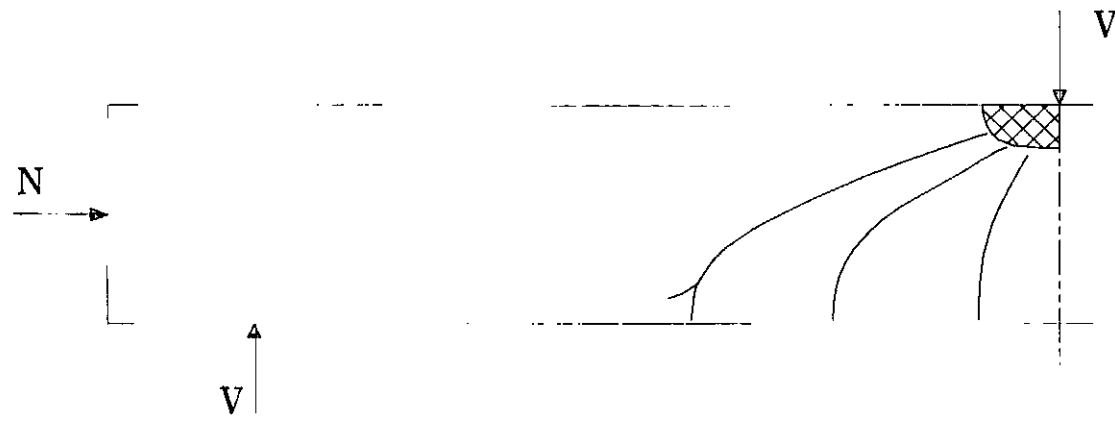
Resultados experimentais da pesquisa realizada por NAGATO [1987] indicam um valor médio de aproximadamente 0,85, para o coeficiente  $\alpha$ , na região em torno da seção crítica das peças com ruptura por esforço cortante. As curvaturas passam a ser definidas em função da nova deformada no processo iterativo.

## II.4 - TIPOS DE RUPTURA PREVISTOS PELO MODELO

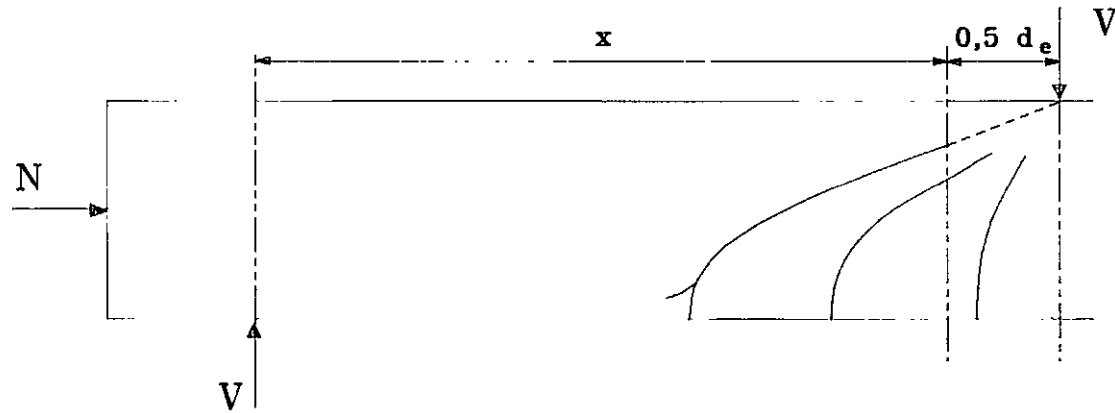
O modelo prevê três tipos de ruptura (figura II.4.1):

- a) Ruptura por flexo-compressão
- b) Ruptura por esforço cortante-compressão
- c) Ruptura por cisalhamento da zona comprimida

Quando o esmagamento do concreto ou deformação excessiva da armadura longitudinal ocorrer sem o escoamento dos estribos a ruptura é dita de flexo-compressão. No caso dos estribos escoarem é dita



a,b) Ruptura por flexo-compressão ou por esforço cortante-compressão



c) Ruptura por cisalhamento do concreto da zona comprimida

FIG. II.4.1 - TIPOS DE RUPTURA PREVISTOS PELO MODELO

esforço cortante-compressão.

## II.5 - ANÁLISE FEITA POR COMPUTADOR

Nagato elaborou dois programas para análise das seções: programa CACODI e programa SACCOL.

### II.5.1 - Programa CACODI

Determina a distribuição de deformações e a respectiva distribuição de tensões em uma seção de concreto armado com uma combinação de esforços cortante, normal e momento fletor, bem como o esforço cortante máximo que a seção pode suportar simultaneamente com uma dada força axial e uma dada relação  $M/V$ .

A análise de uma seção submetida aos esforços axial ( $N$ ), de flexão ( $M$ ) e cortante ( $V$ ) torna-se difícil pela presença do esforço cortante, pelo fato de não se conhecer a distribuição de tensões cisalhantes. Na solução desse problema precisamos estimar uma deformada para a seção em estudo e verificar seu equilíbrio. No CACODI a deformada inicial é um dado do programa. São dados,  $\epsilon_{top}$ , deformação na fibra superior do concreto, e  $\epsilon_{bot}$ , deformação no nível inferior da armadura. Os incrementos para novas deformadas quando não é atingido o equilíbrio da seção são feitos a partir de um  $\Delta\epsilon$  previamente estipulado sendo reduzido quando necessário até um  $\Delta\epsilon_{min}$ .

O programa adota a hipótese das seções planas e

baseia-se na Teoria do Campo de Compressão Diagonal desenvolvida por COLLINS [1978] e seus colaboradores, (VECHIO e COLLINS, 1986). A hipótese básica desta teoria é que o ângulo de inclinação das tensões principais é igual ao ângulo de inclinação das deformações principais. No programa, essa hipótese é analisada através de uma sub-rotina chamada SSACS.

### II.5.2- Programa SACCOL

Desenvolvido para aplicação do modelo simplificado, nele são consideradas todas as simplificações apresentadas na seção II.2 e condições de compatibilidade de deformações da seção II.3.

## II.6 - FÓRMULAS PROPOSTAS PARA NORMA BRASILEIRA

No final do seu trabalho Nagato propõe duas fórmulas para o cálculo do esforço cortante absorvido pelo concreto e pela armadura transversal. São elas:

- Esforço cortante absorvido pelo concreto

$$V_{cd} = \frac{0,25\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \left( 1 + 2,5 \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right) A_c \quad (II.6.1)$$

com  $A_c = \pi D^2/4$  onde D é o diâmetro da seção

$f_{ck}$ , resistência característica do concreto, e  $\sigma_{cmd} = N_{cd}/A_c$  devem ser em MPa e  $A_c$  em  $\text{mm}^2$

- Esforço cortante absorvido pela armadura transversal

$$V_{wd} = \frac{A_{sw} (f_{yk}/\gamma_s) D_l}{s} \left[ 1 - 4 \left( \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right)^2 \right] \quad (\text{II.6.2})$$

onde  $A_{sw}$  - área total da armadura transversal,  $s$  o espaçamento entre os estribos e  $D_l$  é o diâmetro da circunferência onde se encontra a armadura longitudinal.

O esforço cortante total,  $V_d$ , é dado por

$$V_d = V_{cd} + V_{wd} \quad (\text{II.6.3})$$

Para cargas próximas aos apoios, ou seja, para  $a < 2D$ , desde que a carga e a reação sejam aplicadas em faces opostas das peças, o valor acima pode ser multiplicado pelo fator  $2D/a$

$$V_d = \frac{2D}{a} (V_{cd} + V_{wd}) \quad \text{para } (a/D < 2) \quad (\text{II.6.4})$$

A expressão proposta para o cálculo de  $V_{wd}$  presume que os estribos escoam ao longo da fissura diagonal. Como isso não ocorre necessariamente se a ruptura for por flexão, o esforço cortante último



correspondente à ruptura por flexão deve ser determinado separadamente. O menor dos valores de  $V_d$  será o esforço cortante de ruptura da peça.

## CAPÍTULO III

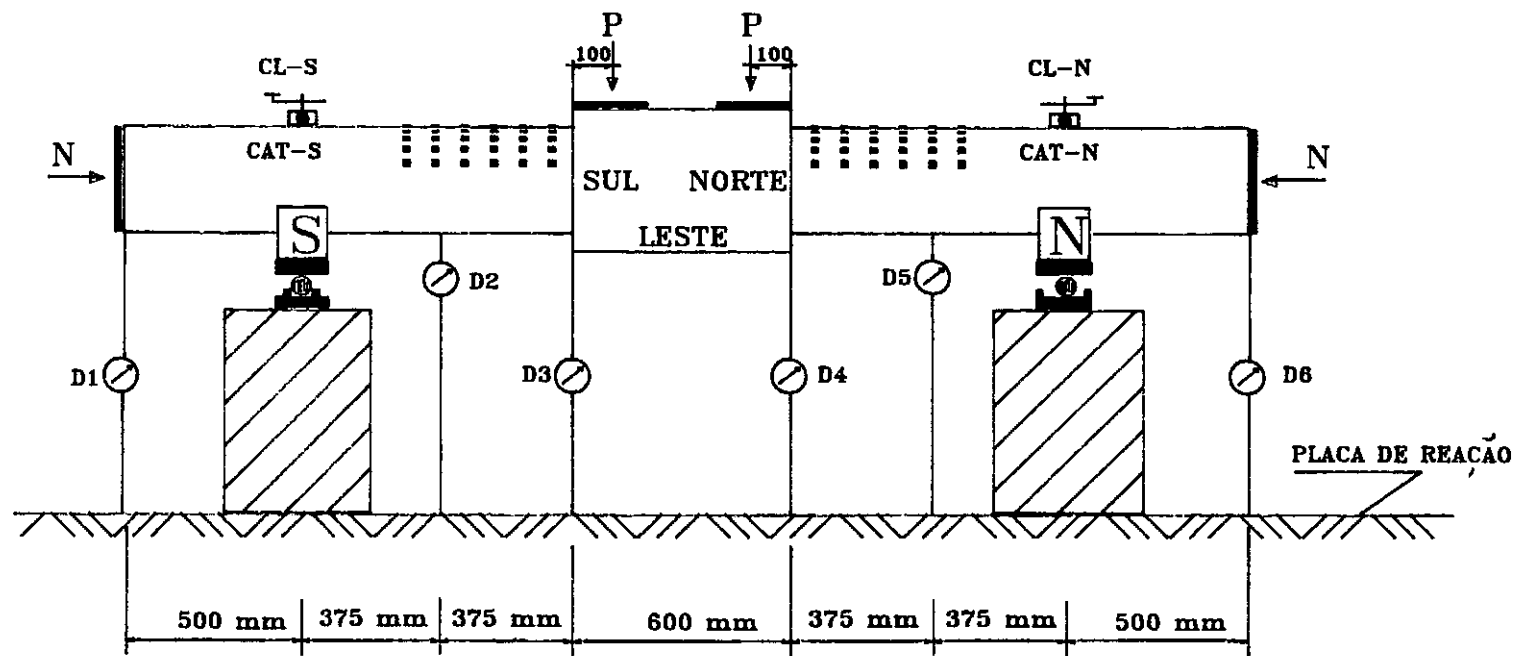
### PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### III.1 - INTRODUÇÃO

O objetivo principal do programa de ensaios, realizado no Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da UFRJ, foi o de obter informações sobre a resistência ao esforço cortante de peças de concreto armado de seção circular vazada.

Foram ensaiadas 4 peças. Todas elas simétricas com as mesmas dimensões e comprimento de 3100 mm, divididas em três trechos: um com comprimento de 600 mm e seção transversal retangular 350 mm X 400 mm e dois com 1250 mm de comprimento e seção circular vazada com diâmetro externo de 300 mm e diâmetro interno de 180 mm. A figura (III.1.1) mostra o esquema de ensaio. O planejamento original deste trabalho previa o ensaio de 6 peças. Entretanto, problemas de greves de funcionários e prazo de execução do trabalho forçaram a redução do número de peças ensaiadas.

As peças foram armadas com 12 barras longitudinais uniformemente distribuídas na circunferência média da coroa circular e, conforme a taxa de armadura transversal, divididas em dois grupos. As do grupo A não tinham armadura no vão de corte. Já as do grupo B possuíam estribos circulares normais ao seu eixo com espaçamento de 150 mm.



Cargas: Transversal - P

Axial (Normal) - N

Catetômetro - CAT

Clinômetro - CL

Defletômetros - D

Bases para Extensômetro Mecânico (Tensotast) - "

SUL - S

NORTE - N

FIG. III.1.1 - ESQUEMA GERAL DE ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA DOS MODELOS

Como todas as peças foram ensaiadas com o mesmo vão de corte ( $a = 750 \text{ mm}$ ) e tinham o mesmo diâmetro ( $D = 300 \text{ mm}$ ), a relação  $a/D$  foi a mesma para todos os ensaios ( $a/D = 2,5$ ). Para os dois grupos o esforço normal foi considerado como a variável principal. Os valores básicos de  $N$  foram  $0 \text{ kN}$  e  $-400 \text{ kN}$ .

### III.2 - MATERIAIS

#### III.2.1 - Concreto

O concreto foi dosado para um traço, em peso, igual a  $1 : 1,8 : 2,6$  e relação água/cimento  $a/c = 0,60$ . Em sua confecção utilizou-se areia lavada e peneirada, pedra britada nº 0 (zero) ( $d_{\text{msx}} < 9,5 \text{ mm}$ ), de gnaisses e cimento Portland, CP32 para a primeira peça concretada e CPE32 para as restantes, marca Mauá. A brita zero foi utilizada devido ao pequeno espaçamento entre a armadura longitudinal e as formas interna e externa.

Em cada sessão de concretagem foi moldada uma peça montada horizontalmente sobre uma mesa vibratória, em posição invertida com relação à posição de ensaio. Para controle da resistência e do módulo de elasticidade do concreto foram preparados, em média, 12 corpos de prova cilíndricos ( $\phi 150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ ) para cada peça. Os corpos de prova foram mantidos imersos em água durante sete dias e depois expostos ao meio ambiente do Laboratório até a data do ensaio. A figura (III.2.1) apresenta um diagrama

tensão-deformação típico dos corpos de prova ensaiados.

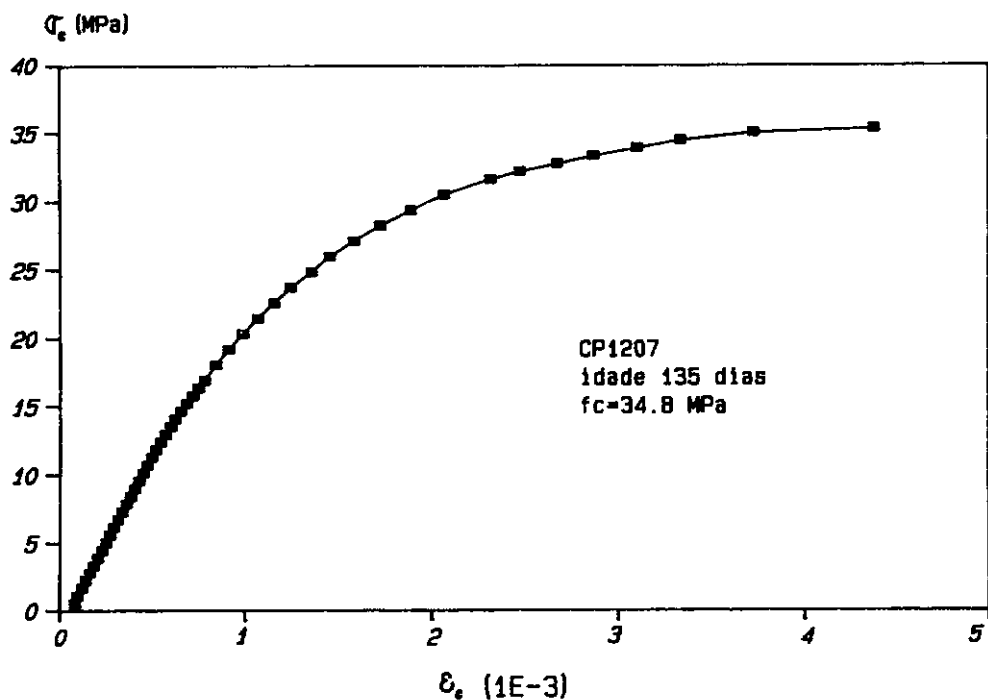
### III.2.2 - Aço

A armação das peças foi feita com barras de aço de diâmetros nominais de 16 mm para a armadura longitudinal e 6,35 mm para a transversal, sendo o aço especificado como CA-50A.

Foram tiradas amostras das barras para determinação da curva tensão-deformação do aço. As deformações foram medidas com extensômetro mecânico.

Os diagramas tensão-deformação do aço das amostras ensaiadas relativos às barras longitudinais nos fornecem três tipos diferentes de aço: com grande patamar de escoamento e tensão de escoamento cerca de 600 MPa, com pequeno patamar de escoamento e tensão de escoamento cerca de 500 MPa e sem patamar de escoamento definido e tensão de escoamento convencional (2% ) próxima dos 600 MPa.

O aço dos estribos apresentou um diagrama tensão-deformação característico de aço tipo B com tensão de escoamento em torno de 600 MPa. As figuras (III.2.2) à (III.2.5) apresentam os diagramas tensão-deformação dos aços utilizados nesta pesquisa. A tabela (III.2.1) apresenta algumas características das peças ensaiadas. Os valores de  $E_c$  e  $\epsilon_o$  foram obtidos a partir do ajustamento aos resultados experimentais da expressão proposta por CARREIRA e CHU [1985] para o diagrama tensão-deformação do concreto.



**FIG. III.2.1 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO**

TABELA - III.2.1

PEÇA	V A 1	V A 2	VB1	VB2
D (mm)	300	300	300	300
D I (mm)	180	180	180	180
D <sub>l</sub> (mm)	240	240	240	240
$f_c$ (MPa)	34,2	32,7	35,5	37,0
$E_c$ (MPa)	28100	27400	26500	28200
$\epsilon_0 (10^{-6})$	4800	2500	4200	2800
idade(d)	135	28	29	65
$A_{sl} (mm^2)$	2375	2375	2375	2375
$f_y$ (MPa)	600	600	600 500	600
$f_r$ (MPa)	730	730	900 820	730
$A_{sw} (mm^2)$	—	—	63,5	63,5
$f_{yw}$ (MPa)	—	—	600	600
$f_{rw}$ (MPa)	—	—	830	830
s (mm)	—	—	150	150

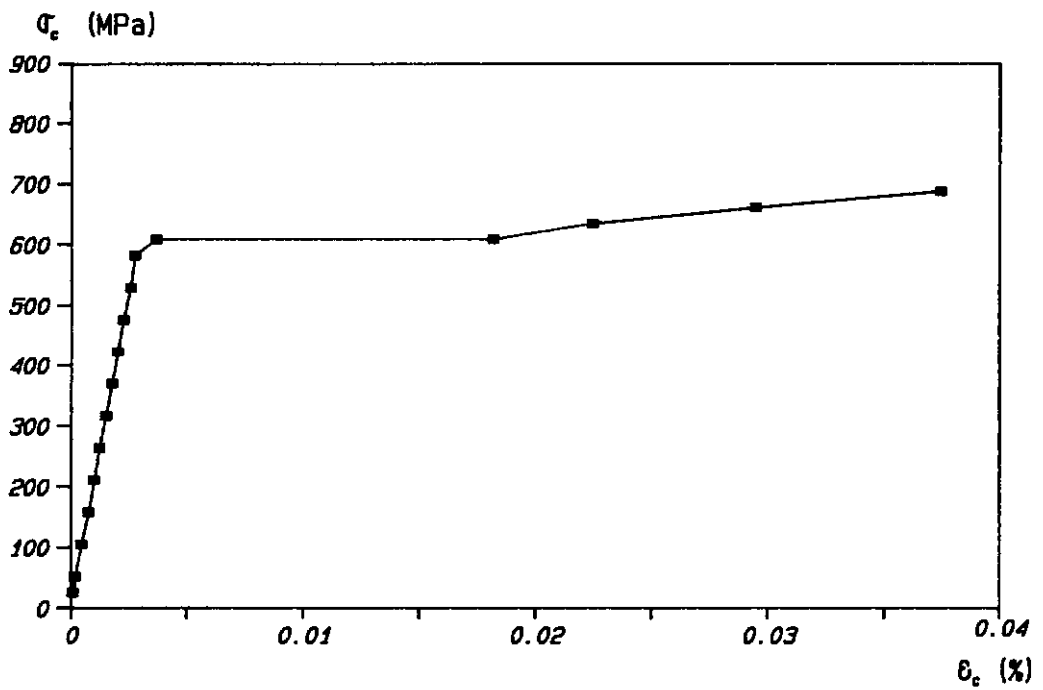
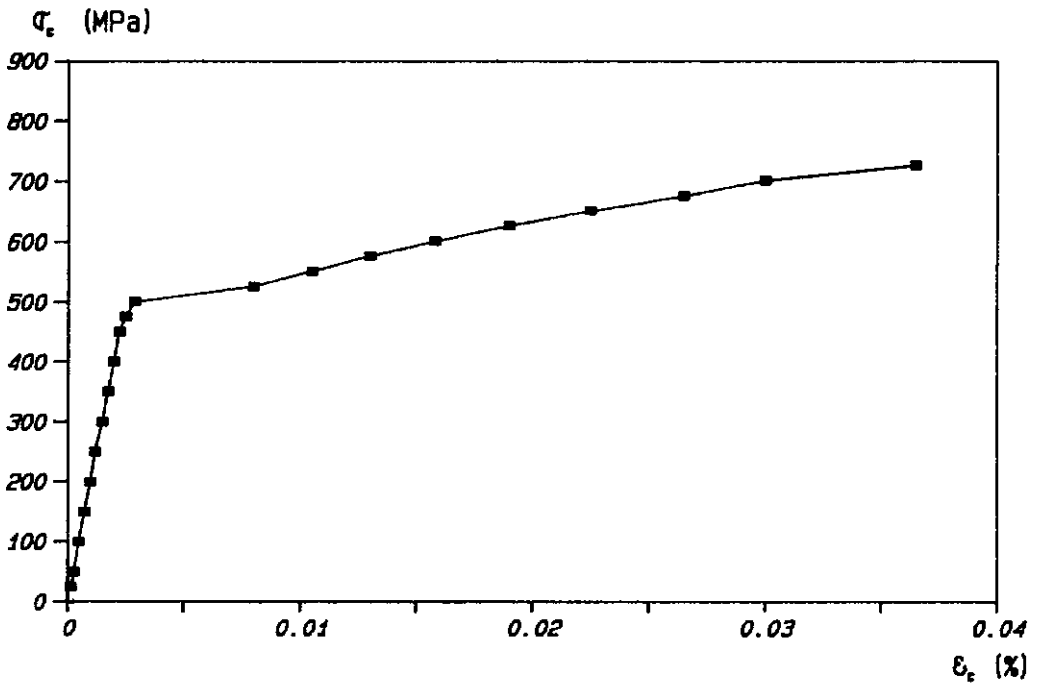


FIG. III.2.2 - DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO AÇO A

FIG. III.2.3 - DIAG. DO AÇO COM  $f_y = 500$  MPa

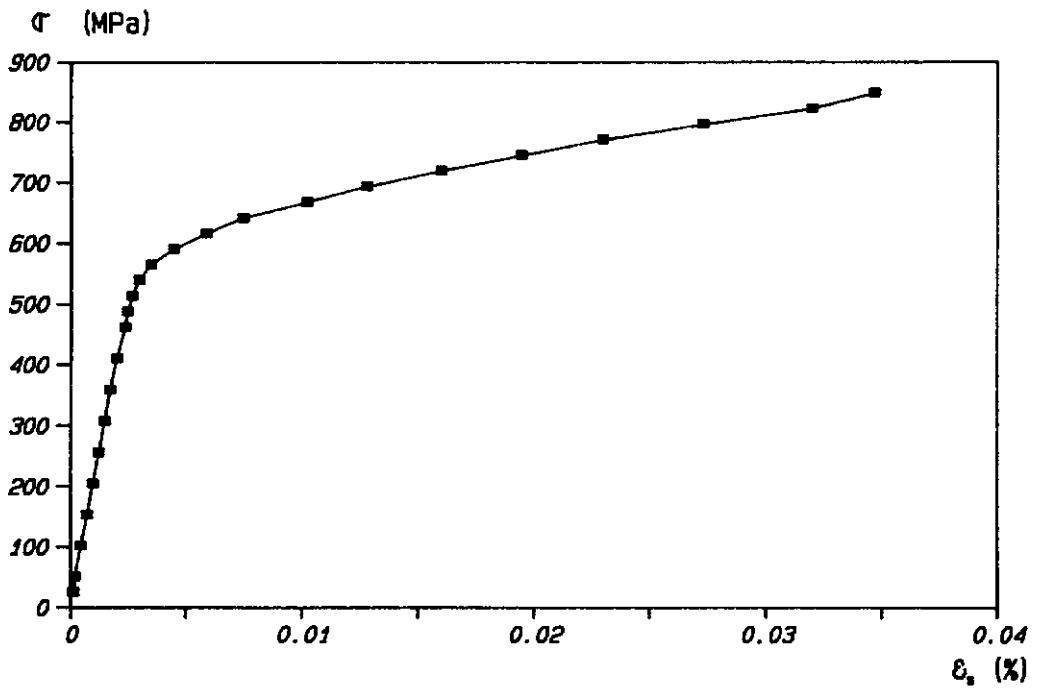


FIG. III.2.4- DIAGRAMA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO AÇO - B

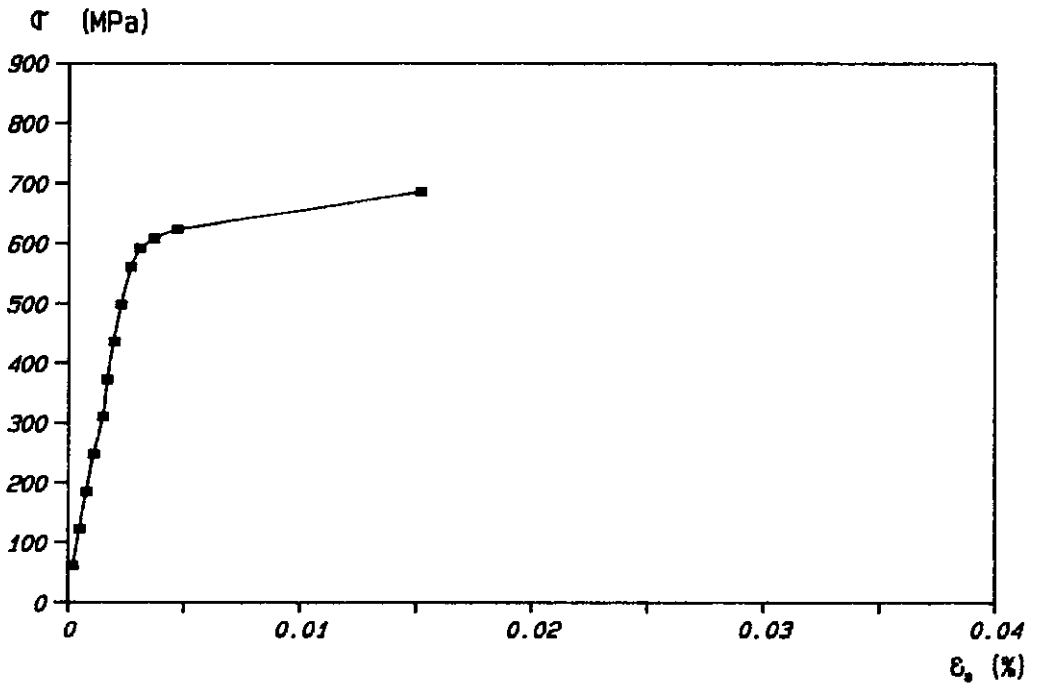


FIG. III.2.5 - DIAGRAMA DO AÇO DOS ESTRIBOS



Infelizmente, as peças que foram ensaiadas a VB1 continha na sua armação dois tipos diferentes de aço: um com pequeno patamar de escoamento e outro sem patamar de escoamento definido.

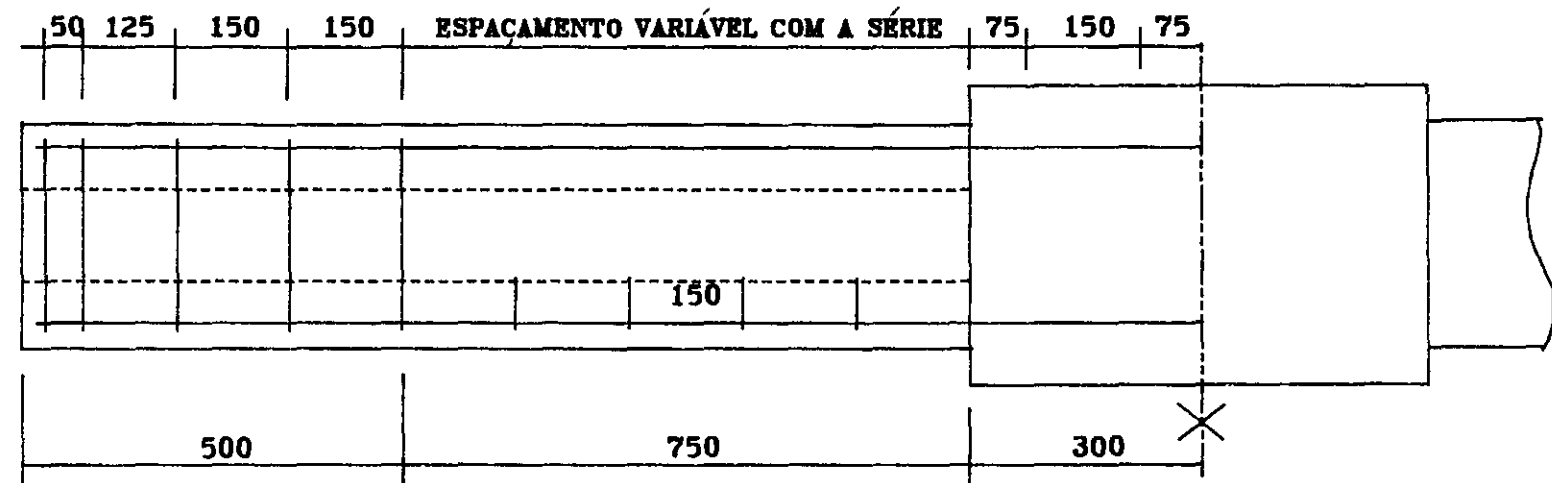
### III.3 - DIMENSIONAMENTO

A verificação das peças submetidas a esforços de flexão e compressão levando-se em conta o esforço cortante foi feita através do programa de computador, CACODI, mencionado na seção (II.5.1).

Inicialmente foram analisadas peças com 12 barras longitudinais de diâmetro nominal  $\phi = 12,5$  mm. Os resultados obtidos mostravam que as peças romperiam por flexão, com exceção das que não tinham estribos, o que não interessava ao nosso estudo. Fazendo-se uma outra análise, agora, com um aumento da taxa de armadura longitudinal, 12 barras de  $\phi = 16,00$  mm, os resultados obtidos mostravam que as peças romperiam por esforço cortante ou flexão conforme o esforço normal aplicado. As peças sem estribos romperiam por esforço cortante. A figura (III.3.1) apresenta detalhes das armaduras transversal e do bloco central.

### III.4 - FABRICAÇÃO

Na fabricação dos modelos utilizamos formas de madeirit para o bloco central e para as extremidades,



SÉRIE	PEÇAS	n	s (mm)
A	2	12	SEM ESTRIBOS
B	2	12	150

n - número de barras longitudinais

Cotas em mm

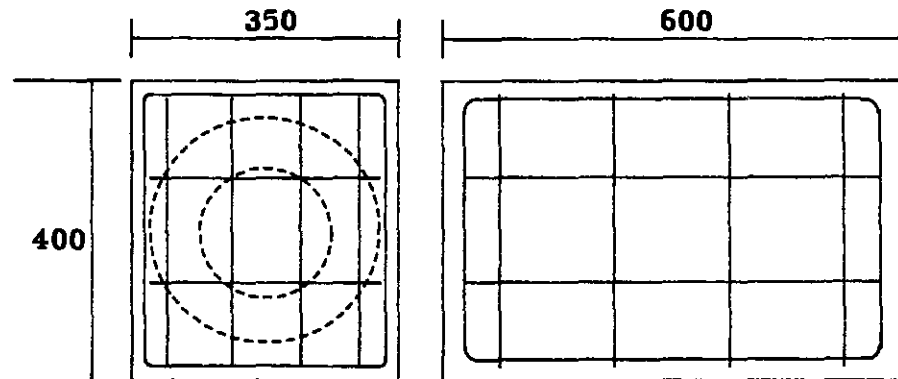


FIG. III.3.1 - DETALHES DAS ARMADURAS TRANSVERSAL E DO BLOCO CENTRAL

formas metálicas para a parte externa e tubo plástico de PVC para a parte interna.

Para garantir a parte vazada foi criado um dispositivo especial composto por um tubo plástico de PVC aberto, envolto com braceletes metálicos para garantir o diâmetro interno de 180 mm, e um sistema mecânico, semelhante a um macaco de automóvel, fixado no interior do tubo plástico de PVC com cantoneiras metálicas em forma de U. As fotos (III.4.1) e (III.4.2) dão uma idéia do dispositivo.

O mecanismo de funcionamento desse dispositivo é descrito a seguir: quando expandimos o sistema mecânico o tubo se abre indo de encontro aos braceletes metálicos atingindo o diâmetro de 180 mm. Retraindo o sistema o tubo se fecha permitindo sua retirada.

Os tubos de PVC foram envolvidos com um plástico para evitar a aderência do concreto, e na parte próxima ao bloco central foi colocado um disco de duratex para evitar que o concreto penetrasse no seu interior.

A colocação do tubo plástico no interior da armação é feita juntamente com a colocação de "pastilhas" espaçadoras de argamassa de areia e cimento para servir de apoio e garantir a distância em relação ao centro das barras, fotos (III.4.3) e (III.4.4).

Na extremidade da peça o tubo foi encaixado num disco de madeira que é fixo num disco metálico preso à forma metálica, figura (III.4.1).

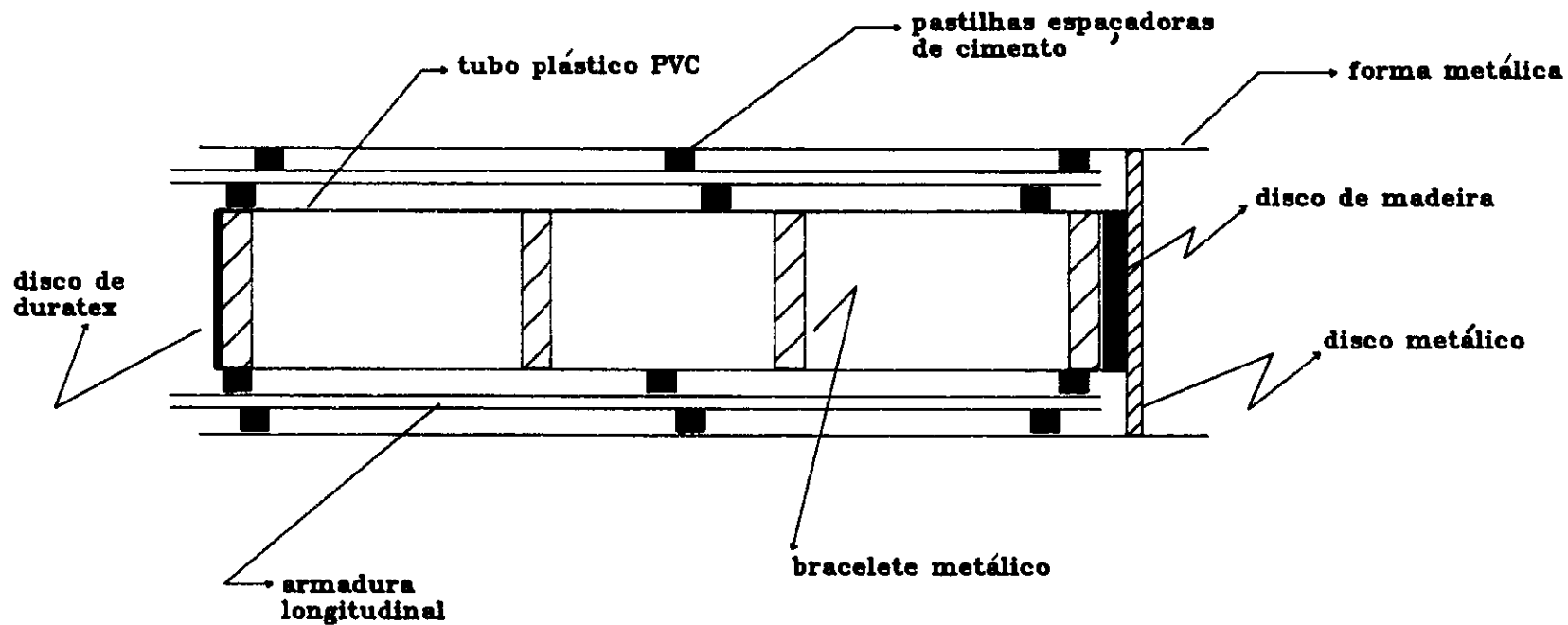


FIG. III.4.1 - DETALHE DA COLOCAÇÃO DA FORMA INTERNA

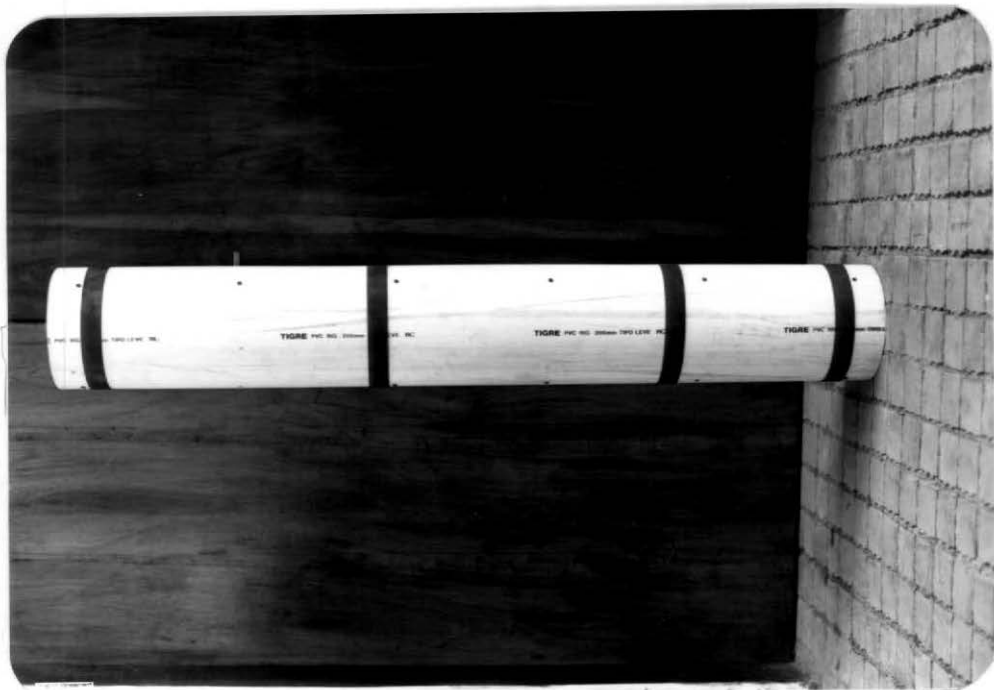


FOTO III.4.1

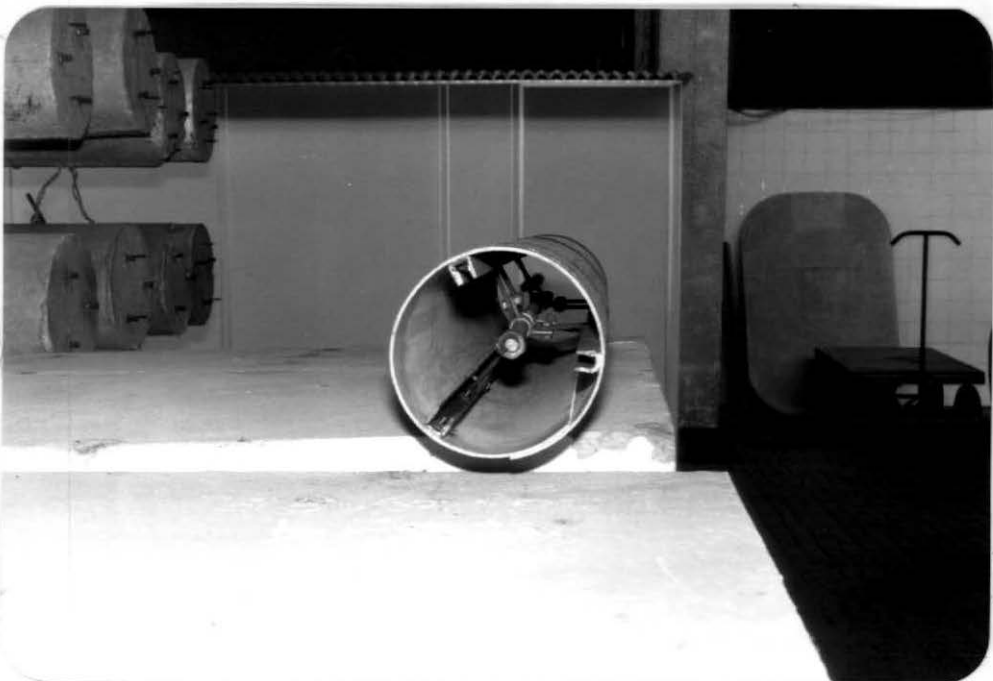


FOTO III.4.2

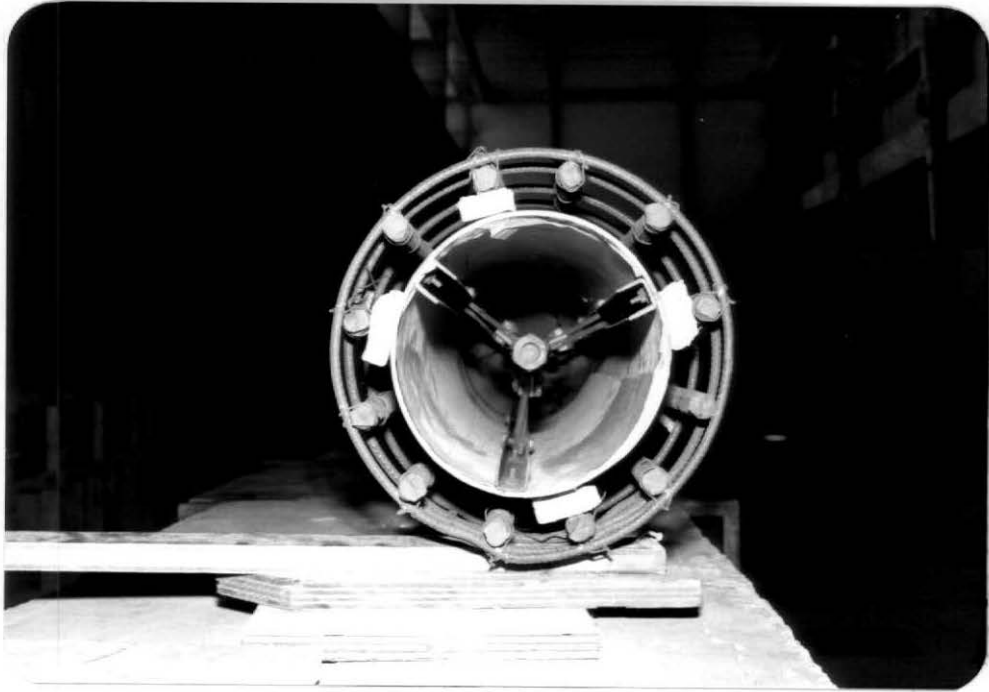


FOTO III.4.3

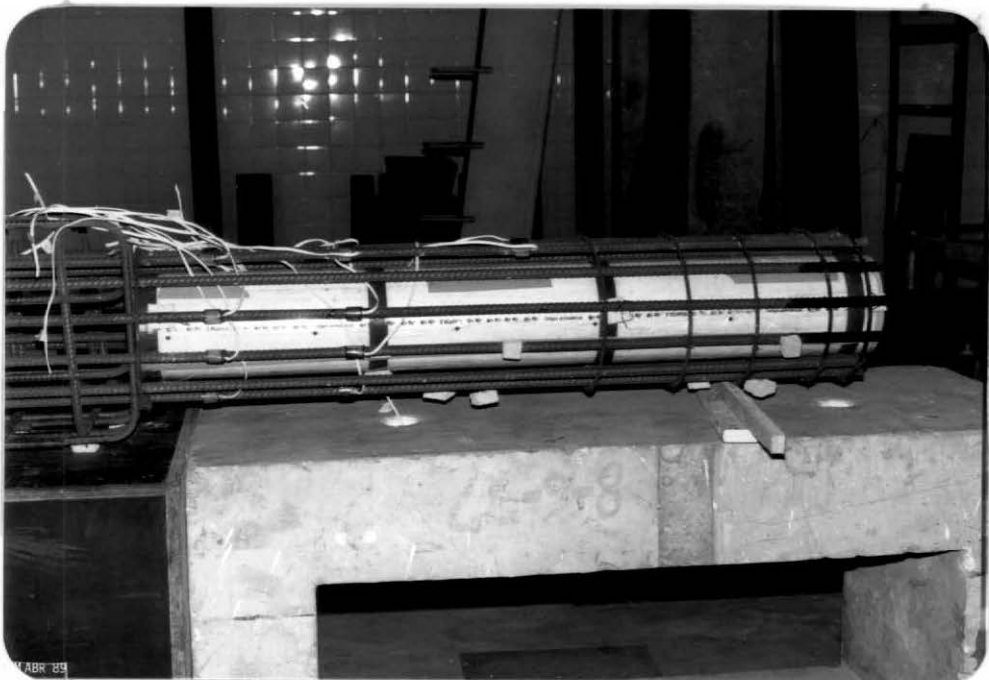


FOTO III.4.4

### III.5 - MONTAGEM E TÉCNICA DE ENSAIO

Formados por um berço cilíndrico de concreto armado apoiado sobre um rolete cilíndrico de aço posto entre duas chapas metálicas, os apoios foram colocados sobre dois blocos de concreto armado. Um dos roletes era fixo (apoio do lado sul) e o outro livre para movimentar-se na direção longitudinal da peça (norte-sul). As direções cardeais foram usadas como referência para identificação de posições ao longo do modelo.

O carregamento transversal foi aplicado com controle de deslocamentos por dois macacos hidráulicos servo-controlados fixados em quadro metálico ancorado na placa de reação.

O esforço normal foi aplicado através de um dispositivo constituído basicamente por duas vigas caixão metálicas ligadas entre si por dois tirantes com macacos hidráulicos servo-controlados de dupla ação numa das extremidades, fotos (III.5.3) e (III.5.4). A atuação dos macacos hidráulicos pressionava as vigas contra os apoios esféricos instalados nas extremidades do modelo, resultando daí o esforço normal de compressão. Os apoios foram bem lubrificados de modo a se obter um esforço normal centrado, e para evitar que o peso do dispositivo aplicasse esforço cortante nas extremidades do modelo, foi instalado em cada extremidade um sistema de compensação com contrapesos. Tal sistema mantinha o dispositivo de aplicação do esforço normal num estado de

"flutuação" que permitia a livre deformação do modelo por flexão. As vigas caixão metálicas foram instaladas com uma inclinação com a horizontal de modo a permitir uma melhor observação do modelo durante o ensaio.

As fotos (III.5.1) à (III.5.4) apresentam uma visão global da montagem do ensaio e detalhe do dispositivo de aplicação do esforço normal.

O ensaio foi realizado primeiro com a aplicação do esforço normal em três estágios de carregamento, o qual após ter atingido o valor previsto era mantido constante até o final do ensaio. Em seguida foi aplicado o carregamento transversal, também por etapas.

### III.6 - INSTRUMENTAÇÃO

#### III.6.1 - Cargas

As cargas tanto transversais quanto axiais foram medidas através de células de carga instaladas em linha com os macacos hidráulicos do sistema MTS de ensaio de estruturas.

#### III.6.2 - Rotações de apoio

As rotações de apoio foram medidas com clinômetros de bolha marca STOPPANI com menor divisão de escala igual a 2" (dois segundos).



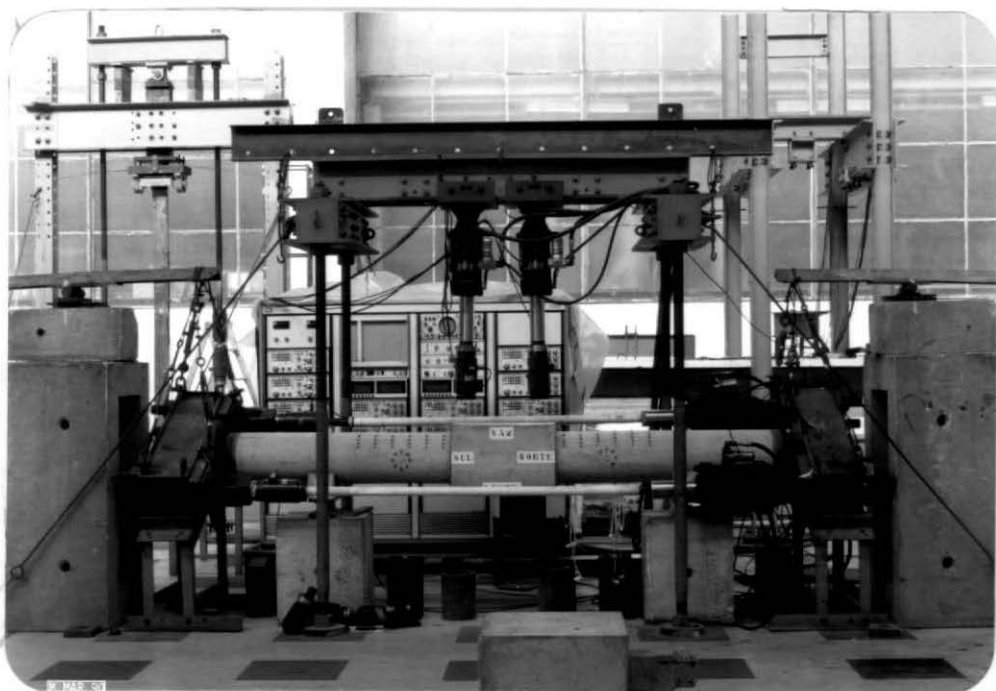


FOTO III.5.1

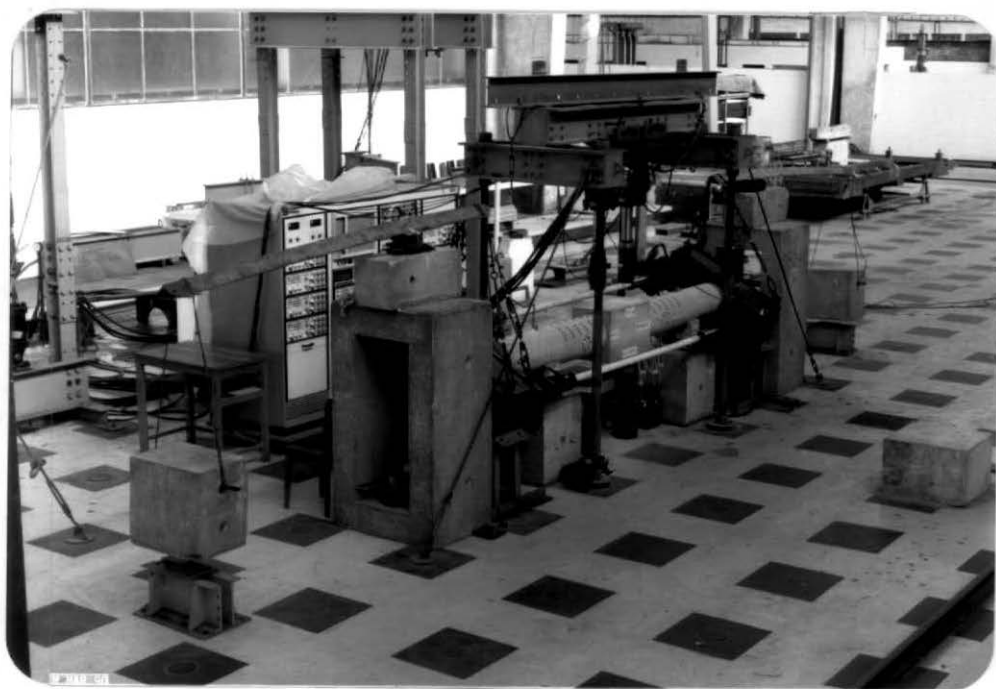


FOTO III.5.2

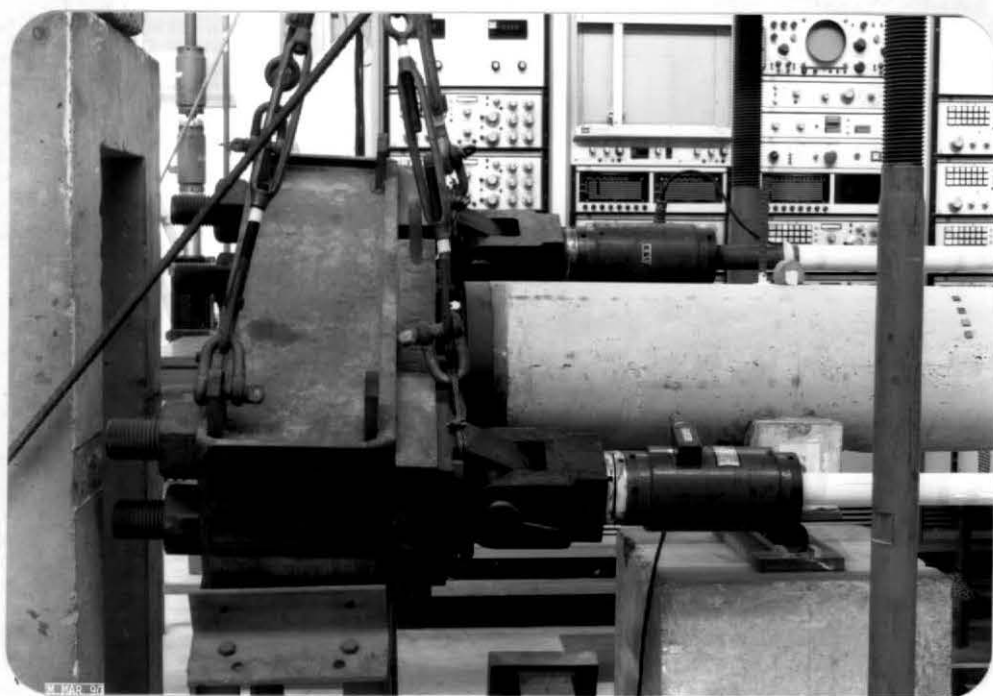


FOTO III.5.3

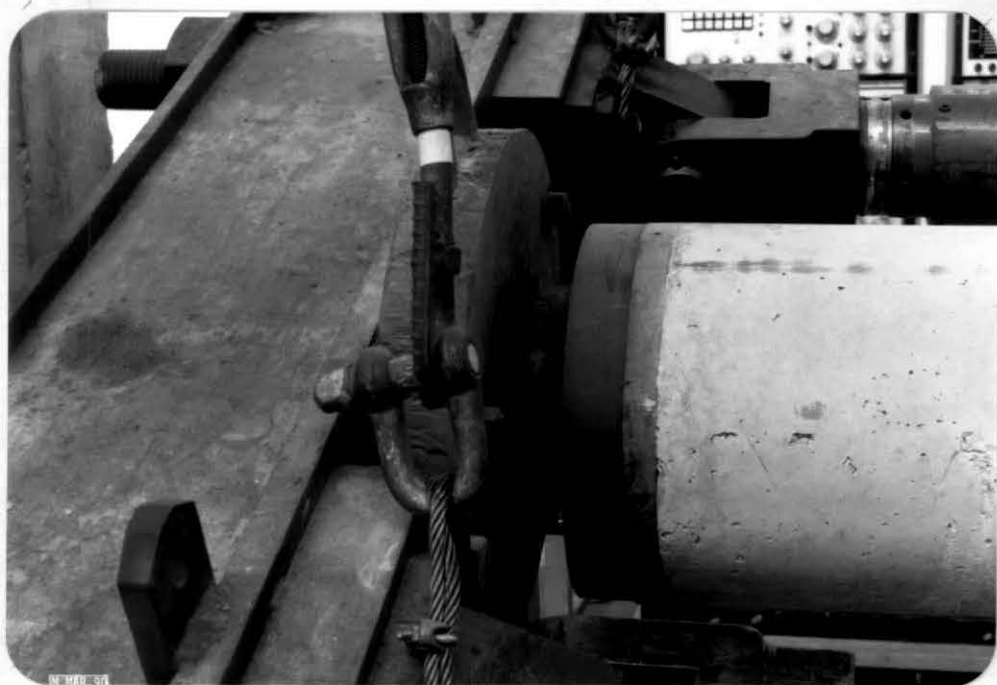


FOTO III.5.4

### III.6.3 - Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais dos apoios foram medidos com um catetômetro WILD com menor divisão de escala igual a 0,1 mm. Os deslocamentos verticais nos pontos instrumentados, na peça VA1, foram medidos com defletômetros mecânicos HUGGENBERGER com menor divisão de escala igual a 0,01 mm, enquanto que nas demais peças foram utilizados transdutores de deslocamentos. As leituras dos transdutores foram feitas através de um sistema de aquisição de dados, DATA ACQUISITION / CONTROL UNIT 3497A DA HEWLETT PACKARD, ligado a um microcomputador que gerencia a aquisição através de um software desenvolvido no Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da UFRJ.

### III.6.4 - Deformações específicas na armadura

As deformações específicas nas barras de aço foram medidas com extensômetros elétricos de resistência (EER), marca KYOWA. Utilizou-se EER tipo KFC-5-C1-11 para as barras longitudinais e KFC-2-C1-11 para as barras transversais. A cola usada foi tipo cianoacrilática, da SODMEX e a proteção feita com uma resina epóxica flexível. Apenas algumas barras em 3 seções transversais de cada peça foram instrumentadas. Na montagem da armadura as barras longitudinais instrumentadas foram posicionadas de

modo que os EER ficassem na parte lateral das mesmas, sendo assim pouco afetados pela flexão das barras.

### III.6.5 - Deformações específicas no concreto

As deformações específicas superficiais no concreto foram medidas com extensômetros mecânicos tipo TENSOTAST, marca HUGGENBERGER, com menor divisão de escala igual 0,001 mm. As medições foram feitas sobre pastilhas de latão coladas na superfície do concreto com base de medição de 100 mm. Foram medidas as deformações longitudinais, em vários níveis e em diversas seções, nos dois vãos de corte.

### III.6.6 - Fissuração

As fissuras foram marcadas com lápis cera e as aberturas foram medidas com lente especial associada a escala com menor divisão igual a 0,1 mm, ou com uma "régua de fissuras" marca LNEC.

As figuras (III.6.1) a (III.6.3) mostram detalhes da instrumentação dos modelos.

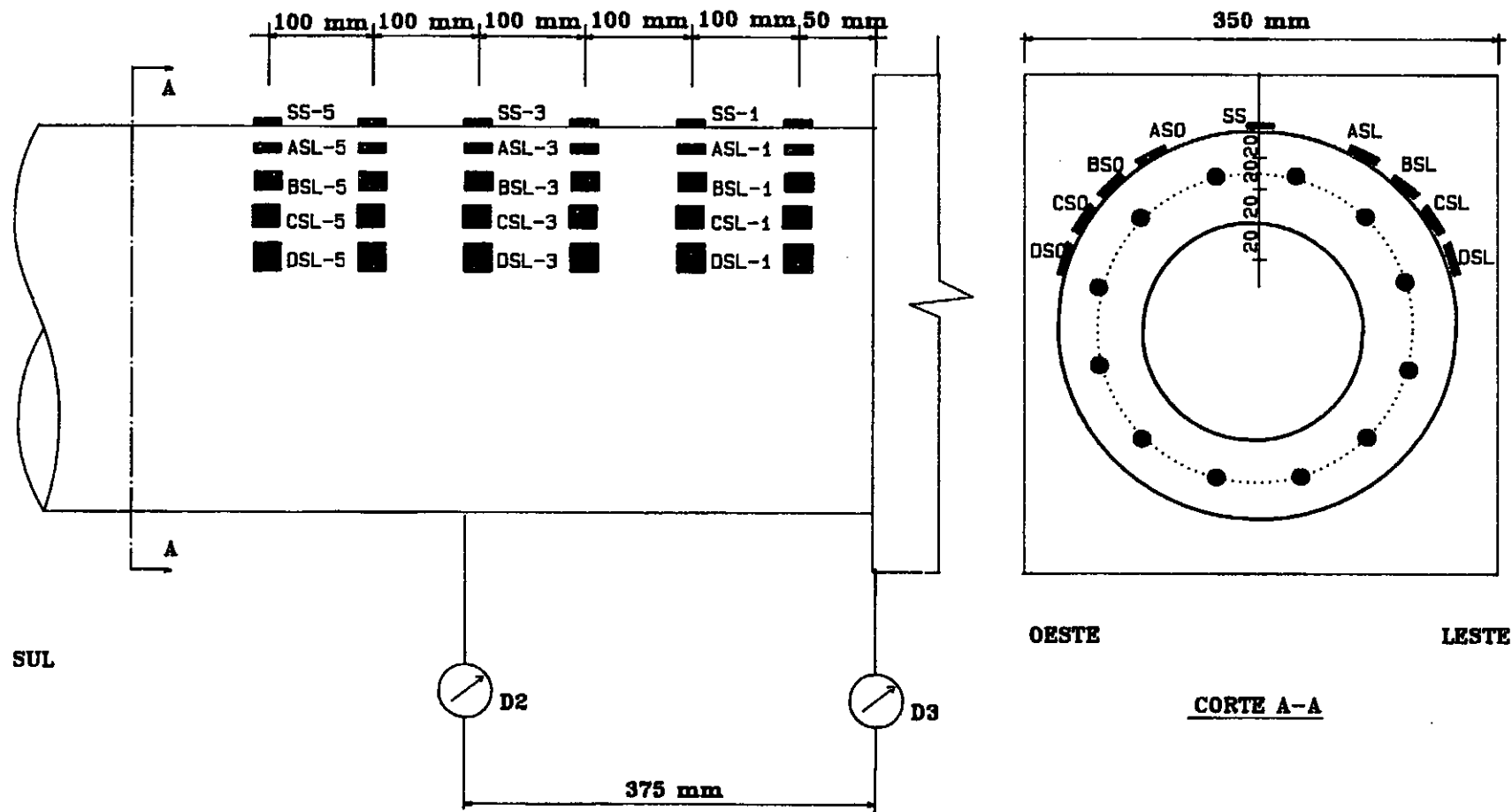


FIG. III.6.1 - DETALHES DA INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS

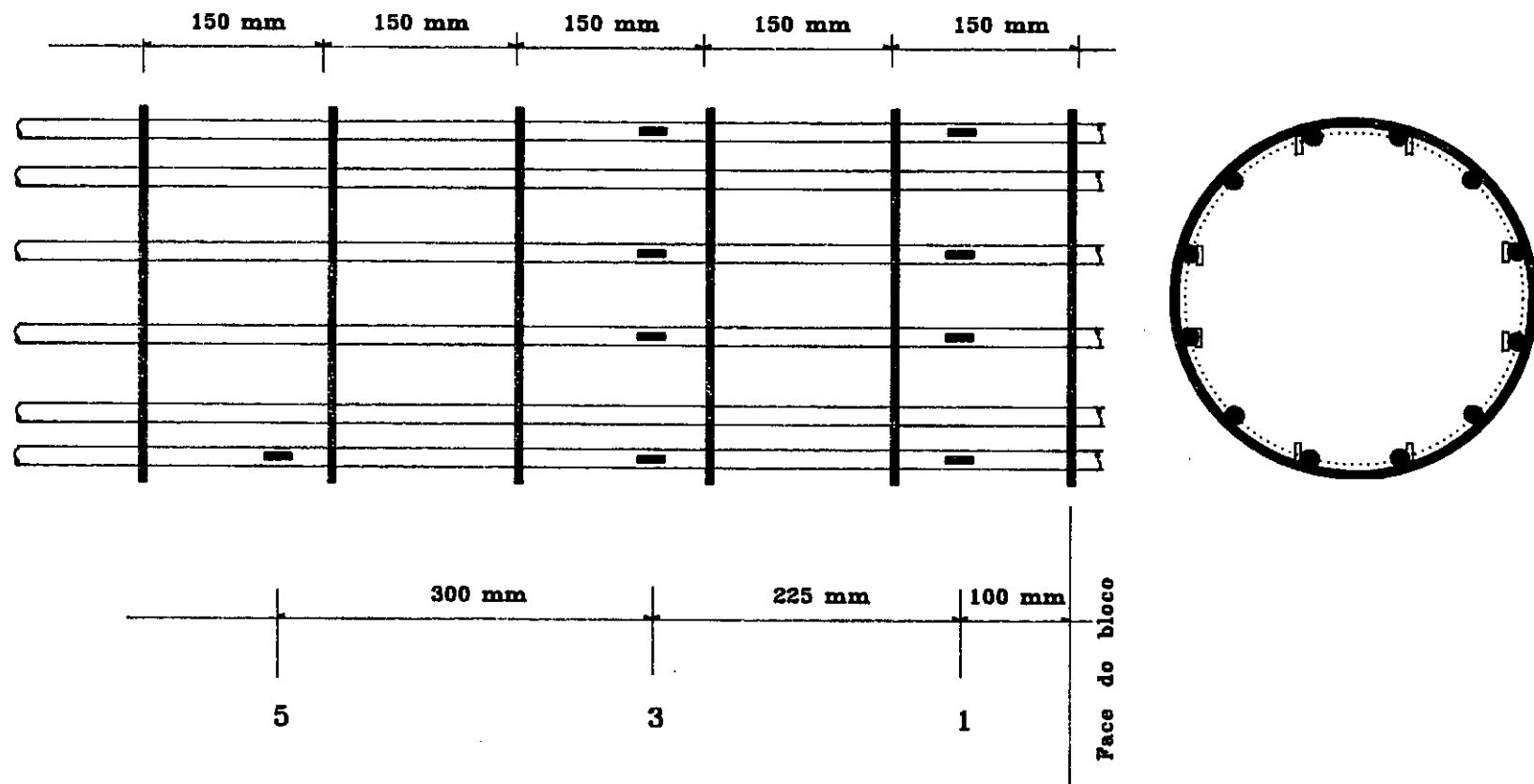


FIG. III.6.2 – POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS NAS BARRAS LONGITUDINAIS

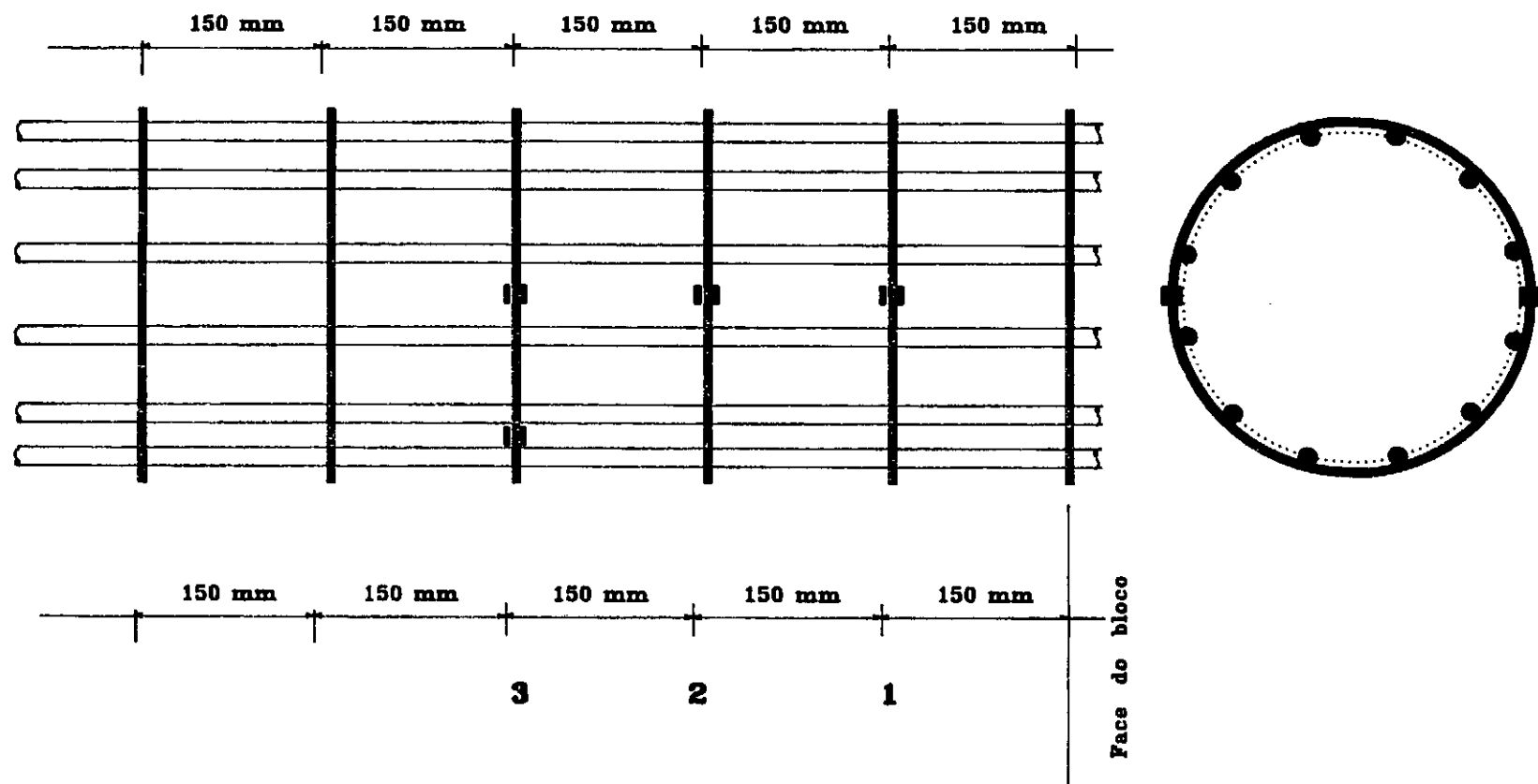


FIG. III.6.3 – POSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS NAS BARRAS TRANSVERSAIS

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS EXPERIMENTAIS

#### IV.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais relativos às peças ensaiadas neste trabalho. Algumas considerações a respeito dos ensaios, também, serão feitas.

#### IV.2 - COMPORTAMENTO DAS PEÇAS ATÉ A RUPTURA

##### IV.2.1 - Peça VA1

A primeira fissura surgiu junto ao bloco central, seção de momento máximo. Com o acréscimo do carregamento novas fissuras apareciam paralelas à primeira ou com pouca inclinação em relação a ela. Antes da ruptura procurou-se definir como carga de fissuração diagonal aquela correspondente ao estágio em que se pode distinguir, com segurança, a fissura diagonal das de flexão. A ruptura ocorreu com a penetração da fissura diagonal na zona comprimida. Os valores das cargas de fissuração diagonal e ruptura das peças serão apresentadas na tabela (IV.2.1).



#### IV.2.2 - Peça VA2

Este modelo é idêntico ao VA1 sendo que nele é aplicado esforço normal de compressão, o que retarda o surgimento das fissuras (tabela IV.2.1).

Durante a concretagem dessa peça foi observado que houve um deslocamento do tubo que compõe a forma interna junto ao bloco central do lado norte. Posteriormente foi medida a espessura da parede nessa região e verificou-se que a espessura média no lado tracionado durante o ensaio era de 45 mm, sendo a de projeto 60 mm. Com esse defeito o lado inferior norte fica menos rígido sofrendo, assim, mais o processo de fissuração, o que foi comprovado no ensaio. No lado sul apareceu apenas uma fissura. A ruptura da peça foi idêntica a da peça VA1.

#### IV.2.3 - Peças VB1 e VB2

O comportamento quanto à fissuração dessas peças é semelhante, sendo que na VB2 a presença do esforço normal retarda o surgimento das fissuras.

As primeiras fissuras que surgiram foram mais inclinadas do que as que apareceram na peça VA1. A fissura diagonal, mesmo atravessando quase todo o vão de corte, não as levou à ruptura.

Em determinado estágio de carga as bielas de compressão passam a sofrer significativamente o efeito da

flexão transversal imposta pelo fato da sua trajetória ser curva. Surge, então, uma série de pequenas fissuras, com pequena inclinação, "paralelas" entre si, a meia altura.

O colapso do modelo VB1 ocorreu por causa da grande abertura na fissura diagonal no lado norte, gerando, assim, uma instabilidade na biela de compressão. O mesmo já apresentava princípio de esmagamento do concreto junto ao bloco central no lado sul. Já o VB2 rompeu por esmagamento na região comprimida junto a ligação com o bloco central, após o escoamento da armadura transversal.

As fotos (IV.2.1) à (IV.2.6) mostram a fissuração nas peças ensaiadas.

TABELA - IV.2.1

PEÇA	VA 1	VA 2	VB1	VB2
N(kN)	0	-400	0	-400
$V_{ue}$ (kN)	55	83	130	158
$V_{fd}$ (kN)	50	60	50	70

Os dados referentes às deformações no aço bem como os deslocamentos da peça VB1 não foram aproveitados devido a problemas na fonte alimentadora do sistema de aquisição de dados.



FOTO IV.2.1

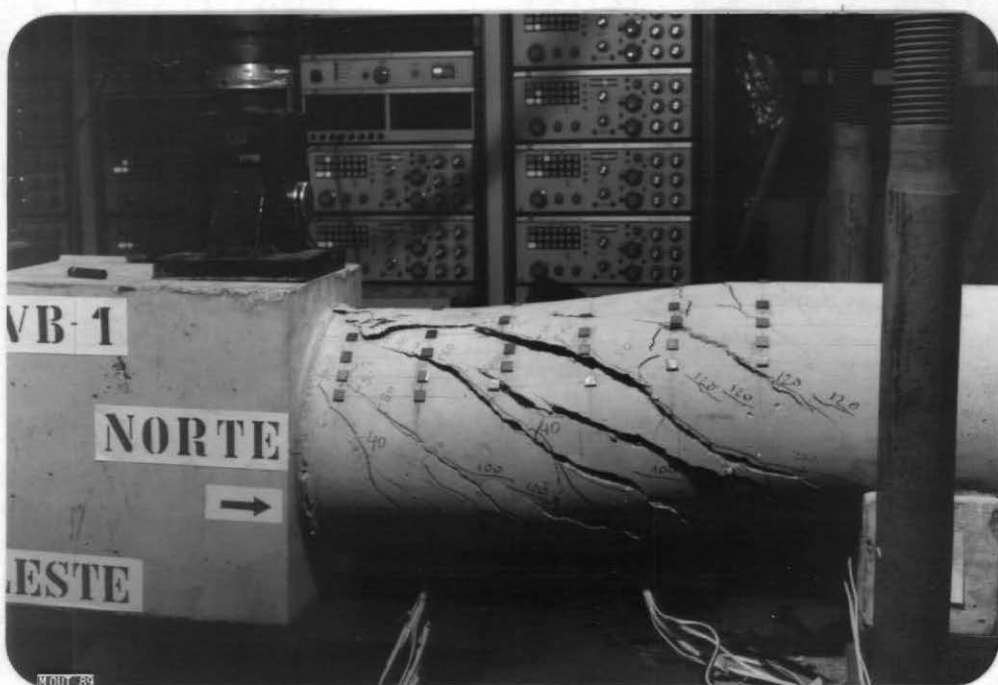


FOTO IV.2.2



FOTO IV.2.3

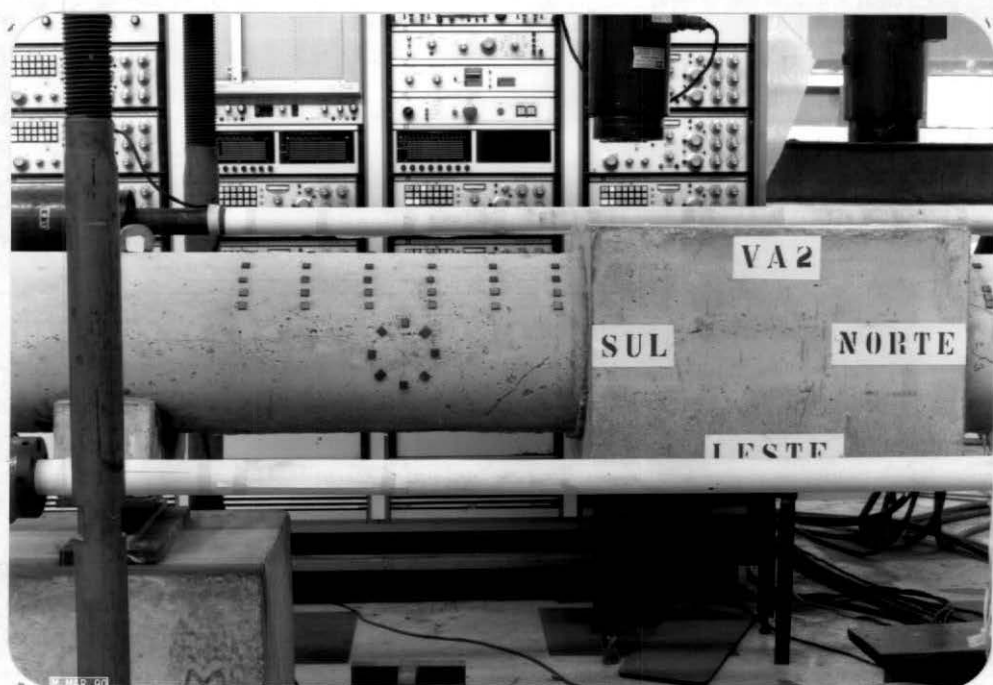


FOTO IV.2.4

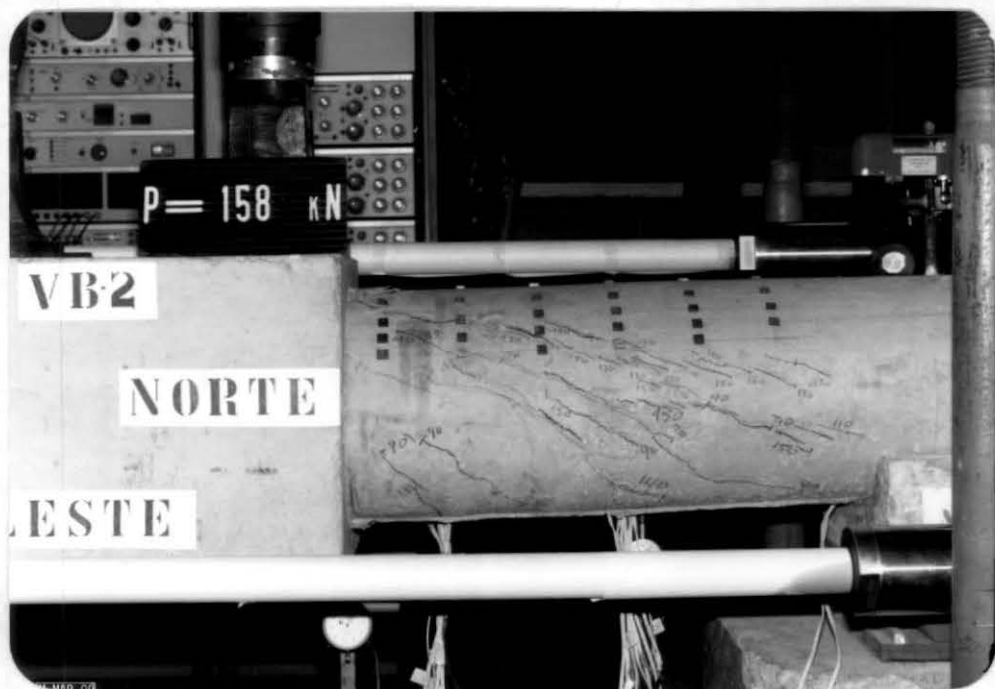


FOTO IV.2.5

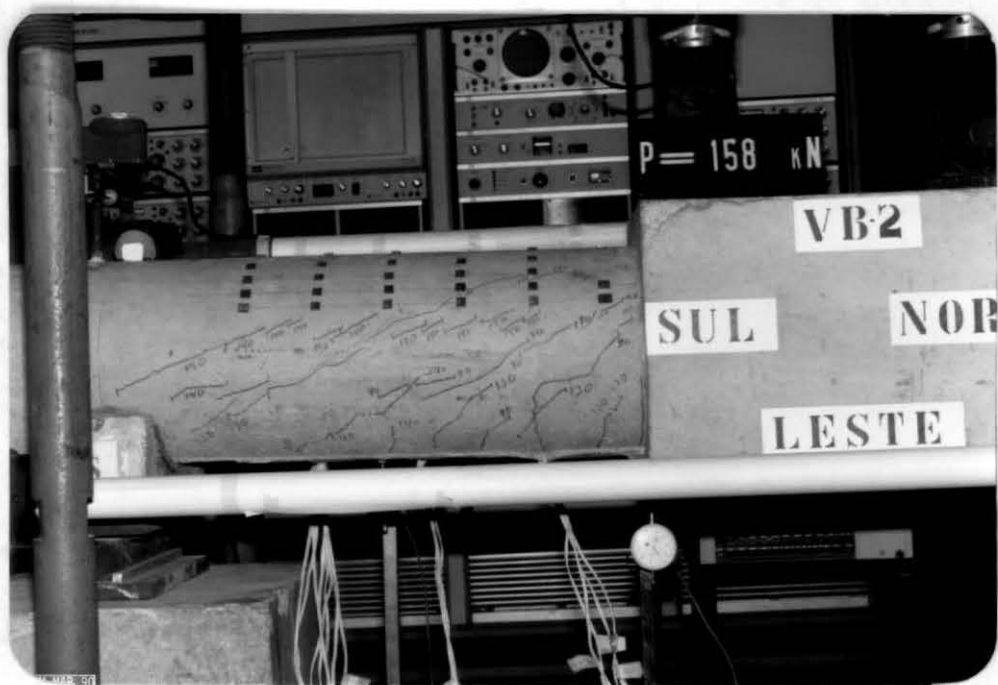


FOTO IV.2.6

### IV.3 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS E ROTAÇÕES DE APOIO

O comportamento das peças apresentou-se praticamente simétrico até a ruptura, com pequenas diferenças entre as medições feitas nos lados norte e sul.

As figuras (IV.3.1) e (IV.3.2) apresentam os deslocamentos verticais médios sob as cargas e as rotações de apoio médias, respectivamente, ambas em função do esforço cortante.

Analisando as figuras (IV.3.1) e (IV.3.2) podemos verificar que a presença do esforço normal reduz tanto os deslocamentos verticais quanto as rotações de apoio. Os diagramas parecem não sofrer influência significativa da taxa de armadura transversal a não ser com relação ao esforço cortante último, para um dado esforço normal.

### IV.4 - DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO E NA ARMADURA LONGITUDINAL

Para o traçado dos diagramas referentes ao concreto foram feitas médias globais (média de duas medições para fibras superiores e de quatro nas outras fibras). Já com relação ao aço as médias foram feitas com relação às medições no mesmo nível da armadura.

As figuras (IV.4.1) à (IV.4.4) apresentam as deformações na fibra mais comprimida do concreto e na

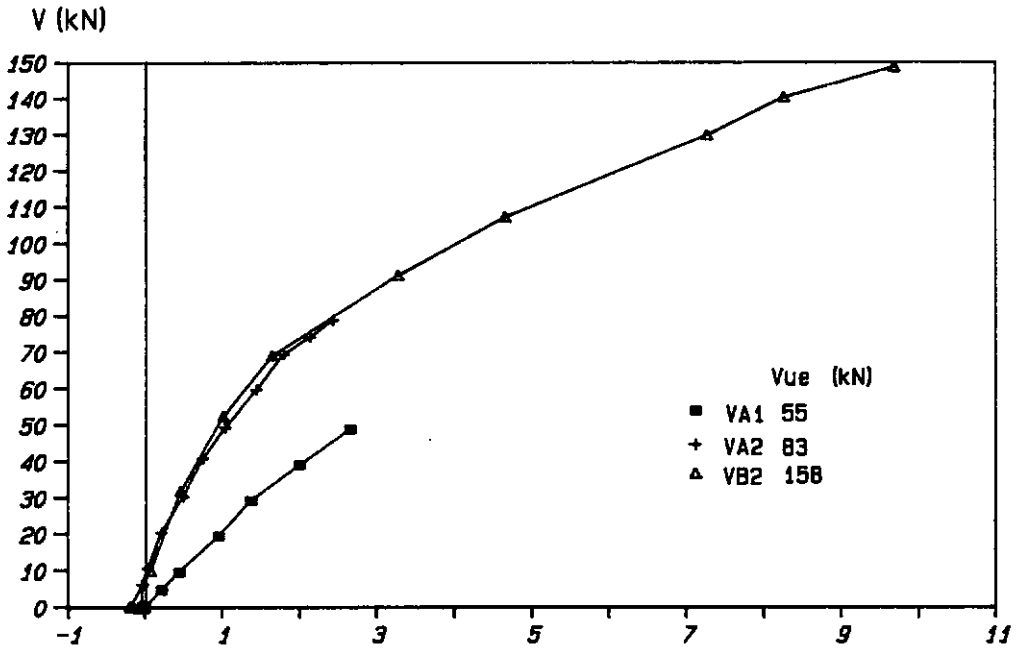


FIG. IV.3.1 - DESLOCAMENTOS VERTICAIS MÉDIOS  
SOB AS CARGAS (mm)

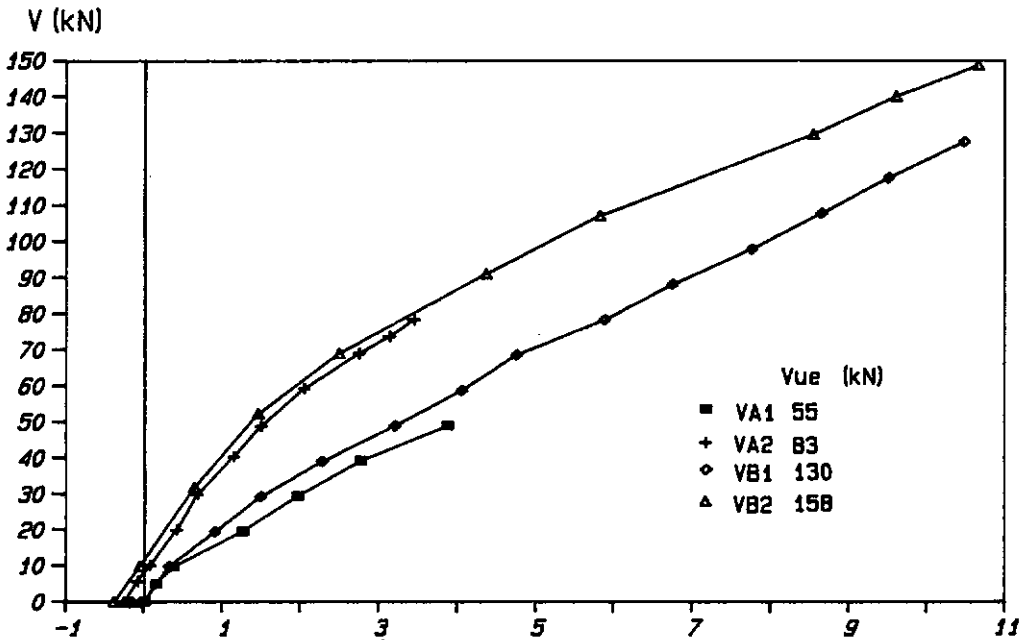


FIG. IV.3.2 - ROTAÇÕES DE APOIO MÉDIAS ( 1.E-3 )

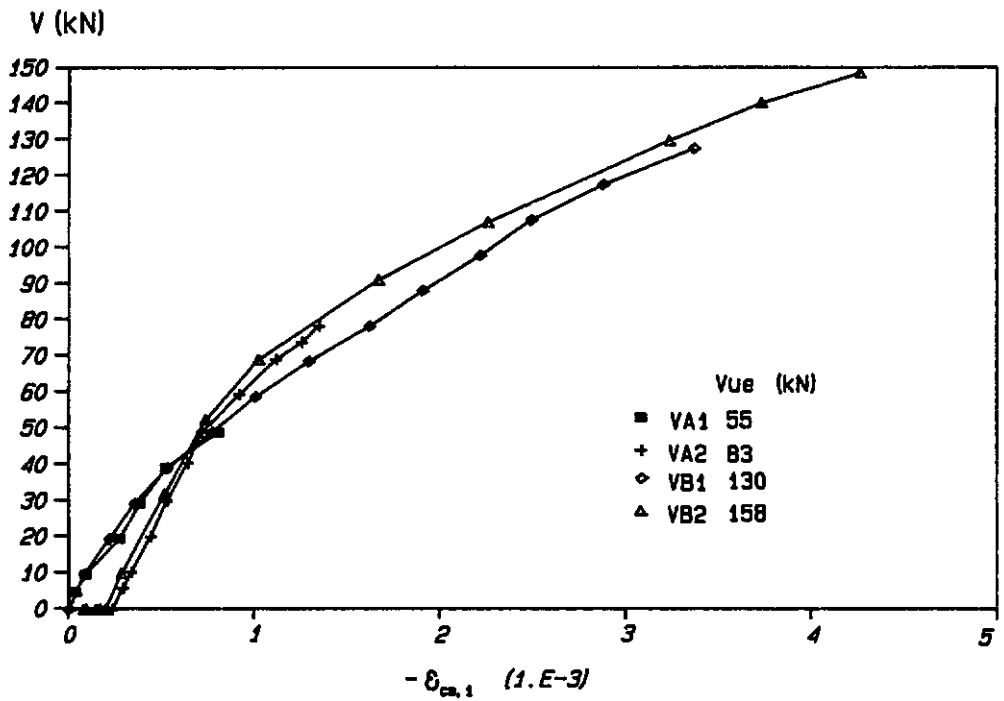


FIG. IV.4.1 - DEFORMAÇÕES MÉDIAS NA FIBRA  
SUPERIOR DO CONCRETO

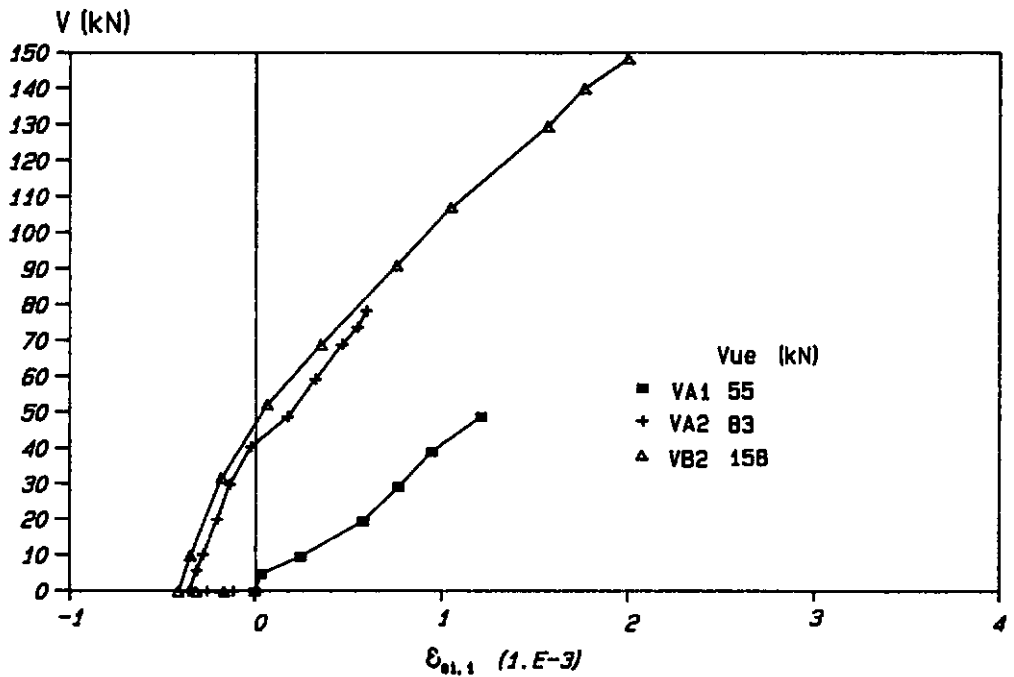


FIG. IV.4.2 - DEFORMAÇÕES MÉDIAS NO NÍVEL  
INFERIOR DA ARMADURA



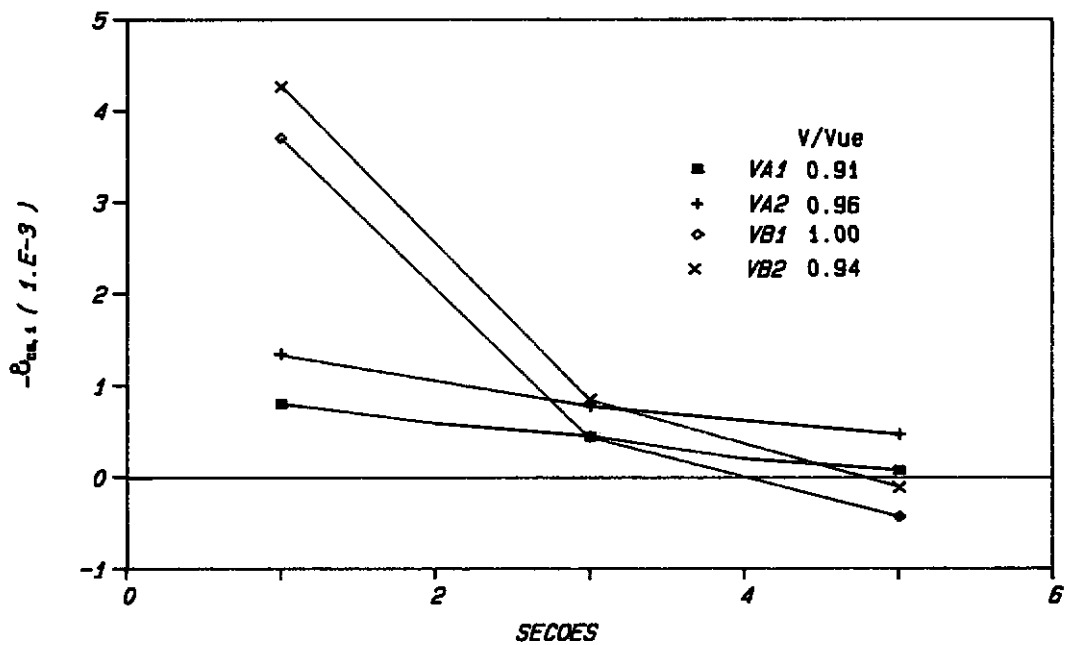


FIG. IV.4.3 - DEFORMAÇÕES NA FIBRA SUPERIOR DO CONCRETO AO LONGO DO VÃO DE CORTE

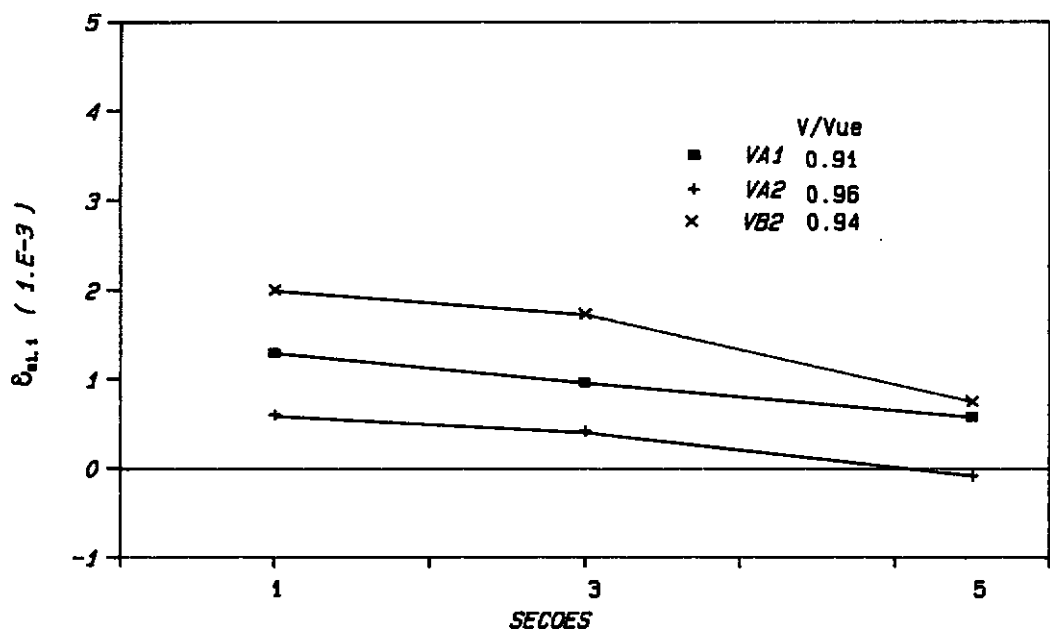


FIG. IV.4.4 - DEFORMAÇÕES NA BARRA INFERIOR DA ARMADURA LONGITUDINAL

fibra mais tracionada da armadura em função do esforço cortante e ao longo do vão de corte.

As figuras (IV.4.5) à (IV.4.12) mostram as deformações nas seções 1 e 3 ao longo da altura. Nelas fica evidente a deformada quebrada, o que invalida a hipótese das seções planas na região com fissuração diagonal.

As figuras (IV.4.13) à (IV.4.24) apresentam os gráficos das deformações do concreto e do aço ao longo da altura na seção 3 em diferentes etapas de carga. Analisando esses gráficos observamos que nas peças sem esforço normal (VA1 e VB1) o aumento das deformações no concreto é acompanhado por aumento da curvatura. No entanto, nas peças com esforço normal (VA2 e VB2) o aumento das deformações no concreto não é acompanhado por um aumento da curvatura da parte comprimida da seção que permanece praticamente sem sofrer modificações a partir de determinado estágio de carregamento. Esse fato pode estar associado à formação de um arco resistente acima da fissura diagonal com flexão contrária a da peça. Também, verificamos uma mudança no sentido da curvatura da parte inferior da seção com relação à seção 1.

Nos gráficos correspondentes à peça VB1 aparecem umas irregularidades nas deformações da seção 3 lado sul, o que está associado ao processo de fissuração (fig IV.4.25).

#### IV.5 - DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS NA ARMADURA TRANSVERSAL

Os estribos só foram instrumentados do lado sul em três seções distantes 150, 300 e 450 mm do bloco central. As figuras (IV.5.1) e (IV.5.2) apresentam as deformações transversais em função do esforço cortante e ao longo do vão de corte em três estágios de cargas respectivamente.

Analisando a figura (IV.5.1) podemos dizer que os estribos só começaram a trabalhar após a fissuração diagonal e que os estribos das seções 2 e 3 escoaram.

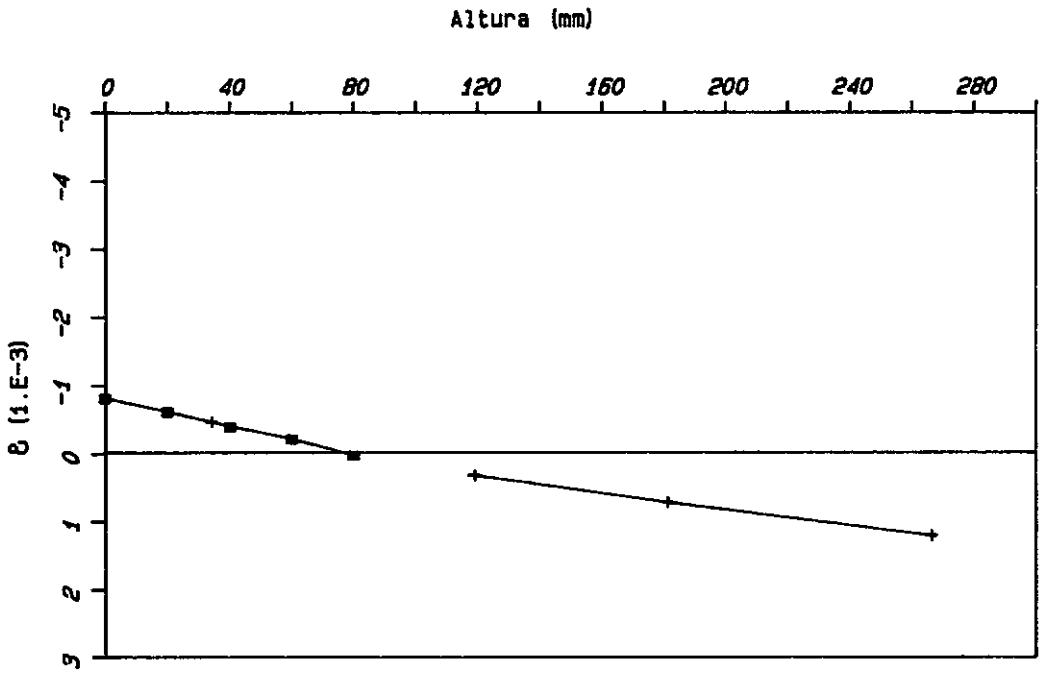


FIG. IV.4.5 - DEFORMADA DA SEÇÃO 1 - VA1

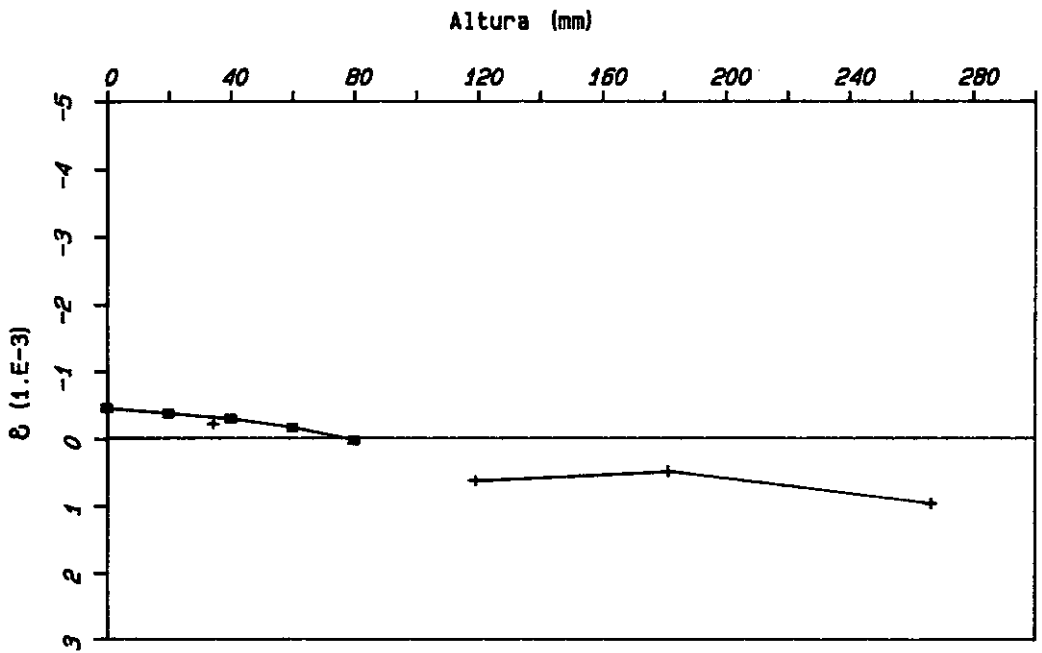


FIG. IV.4.6 - DEFORMADA DA SEÇÃO 3 - VA1

■ concreto

+ aço

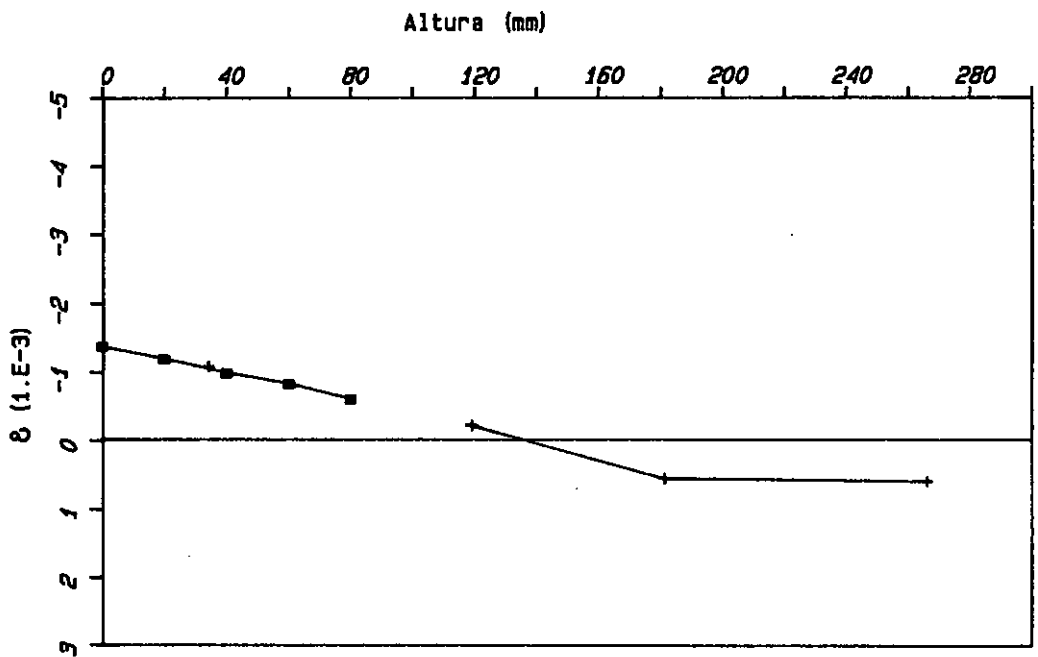


FIG. IV.4.7 - DEFORMADA DA SEÇÃO 1 - VA2

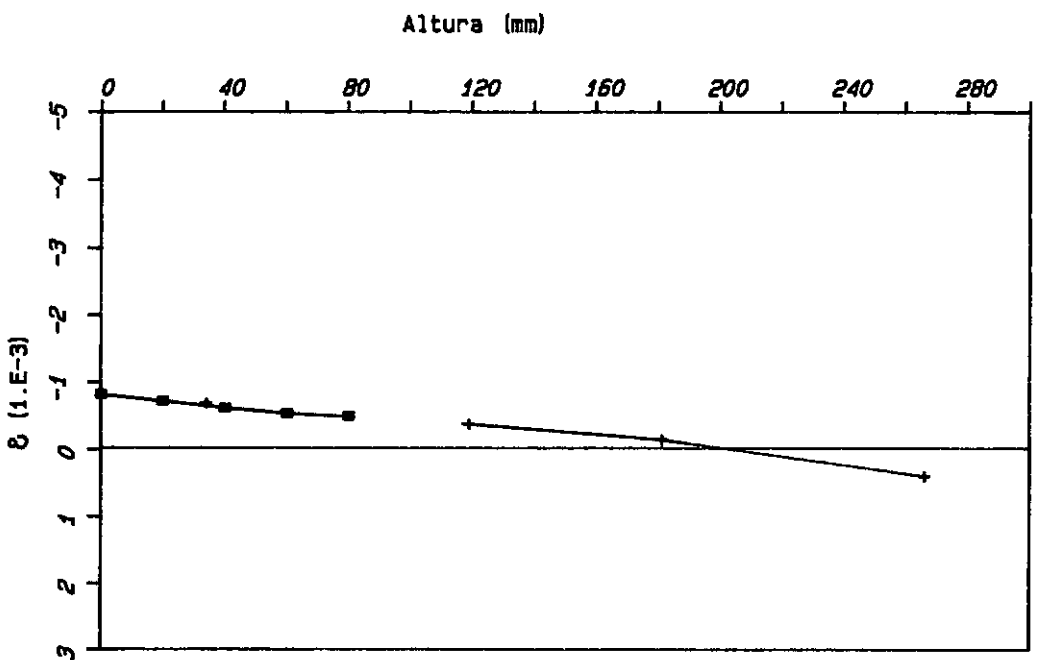


FIG. IV.4.8 - DEFORMADA DA SEÇÃO 3 - VA2

■ concreto + aço

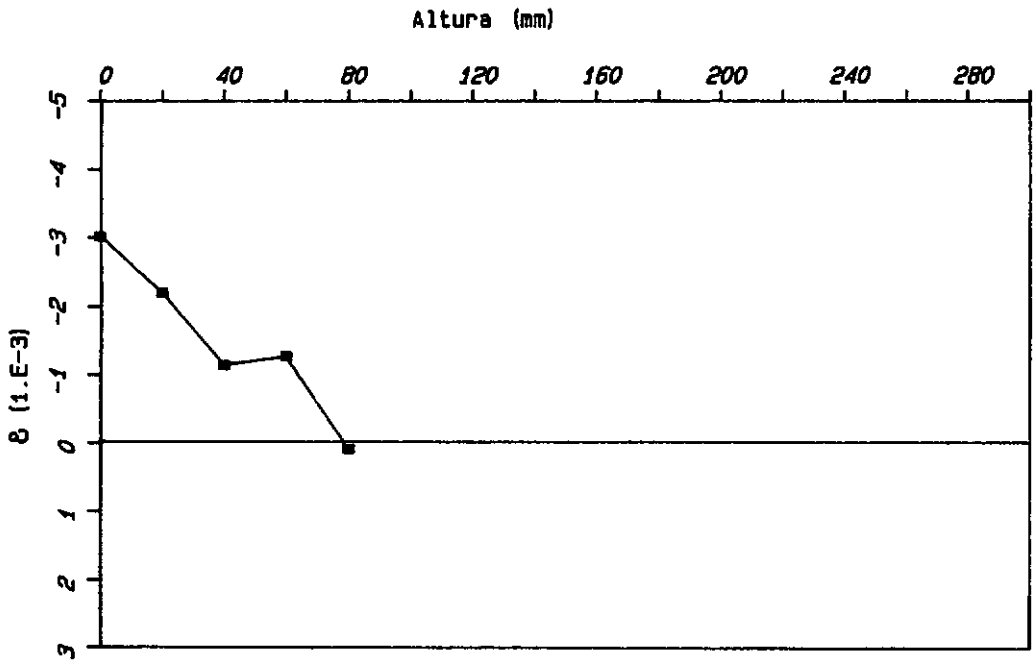


FIG. IV.4.9 - DEFORMADA DA SEÇÃO 1 - VB1

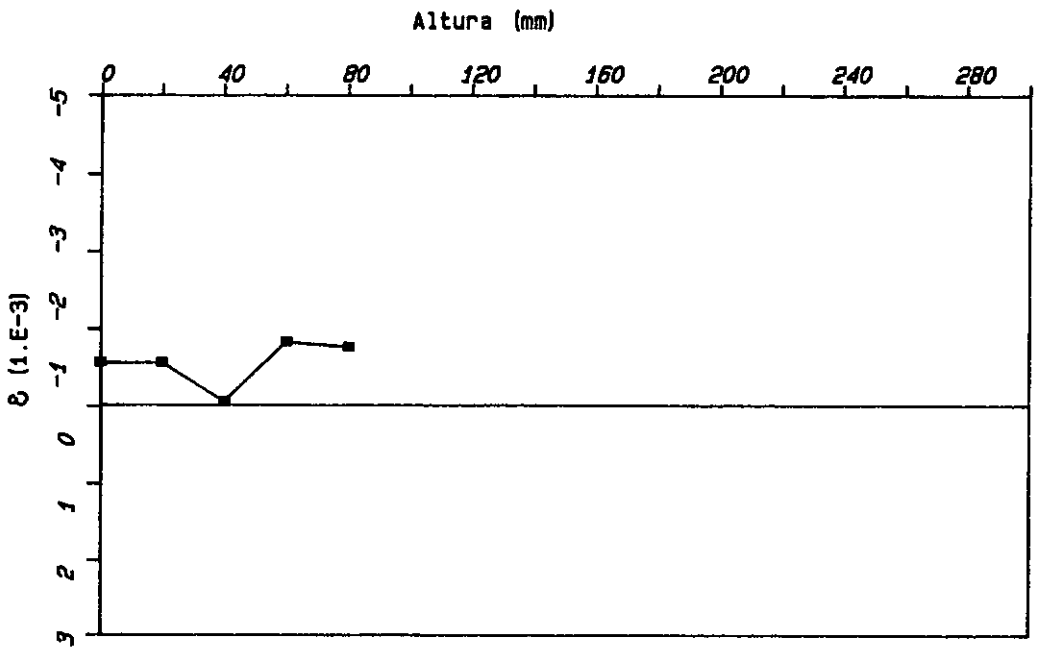


FIG. IV.4.10 - DEFORMADA DA SEÇÃO 3 - VB1

■ concreto

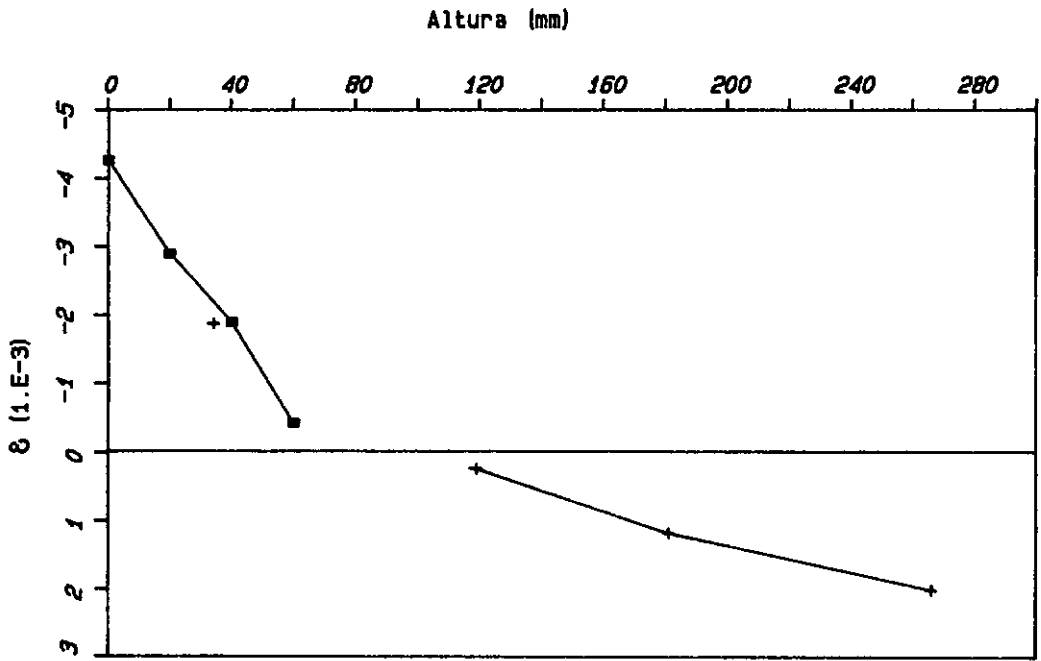


FIG. IV.4.11 - DEFORMADA DA SEÇÃO 1 - VB2

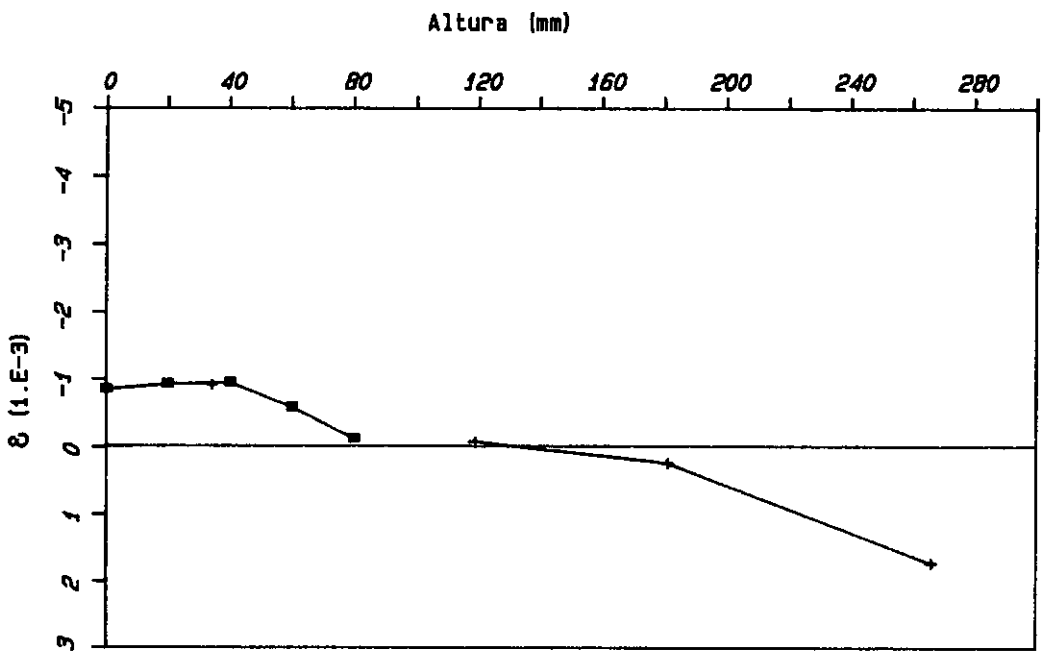


FIG. IV.4.12 - DEFORMADA DA SEÇÃO 3 - VB2



CONCRETO



ACÓ

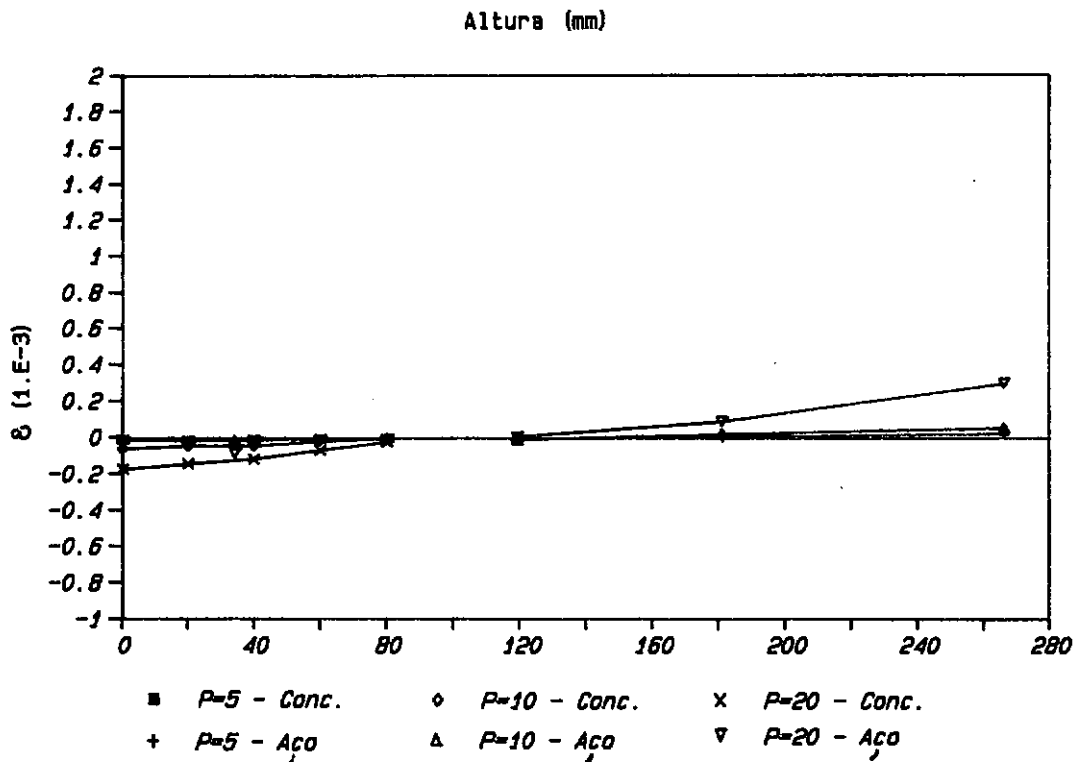


Fig.IV.4.13 Deformações no concreto e no aço na seção 3 da peça VA1.

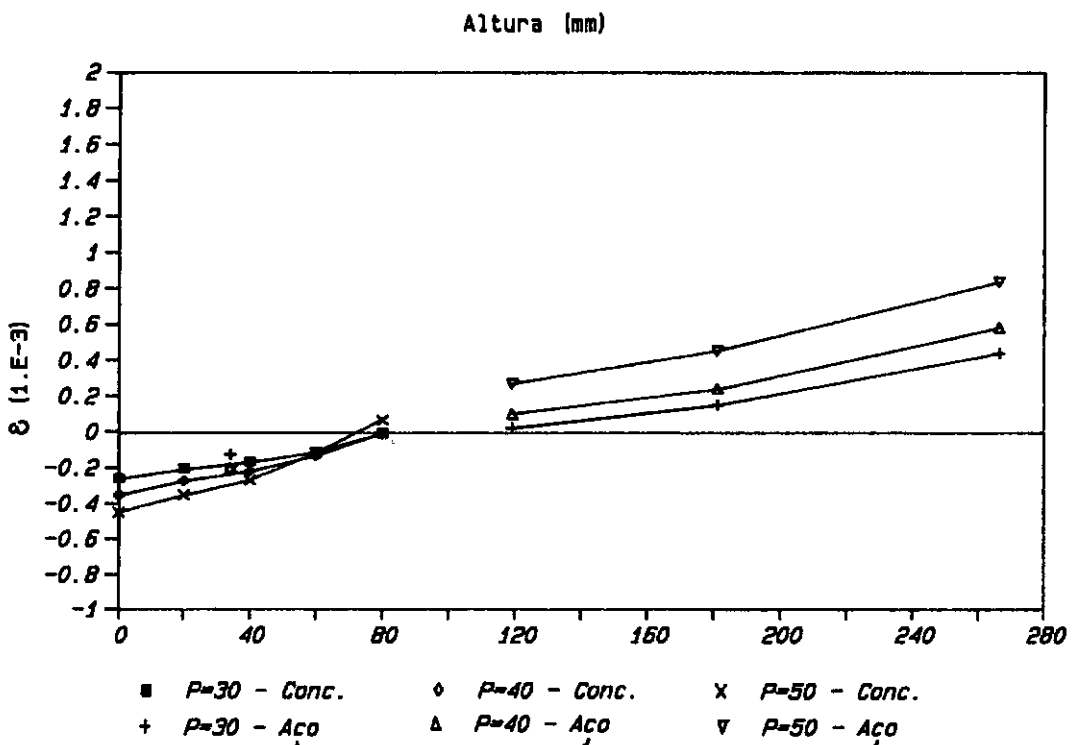


Fig.IV.4.14 Deformações no concreto e no aço na seção 3 da peça VA1.



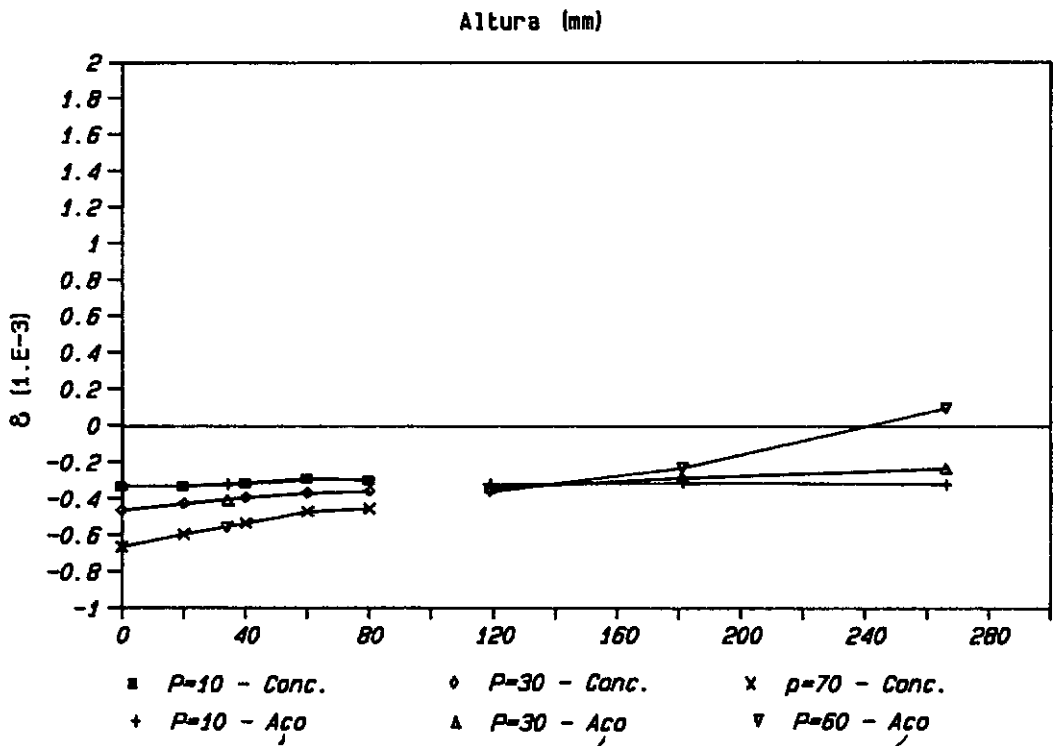


Fig. IV.4.15 Deformações no concreto e no aço na seção 3 da peça VA2.

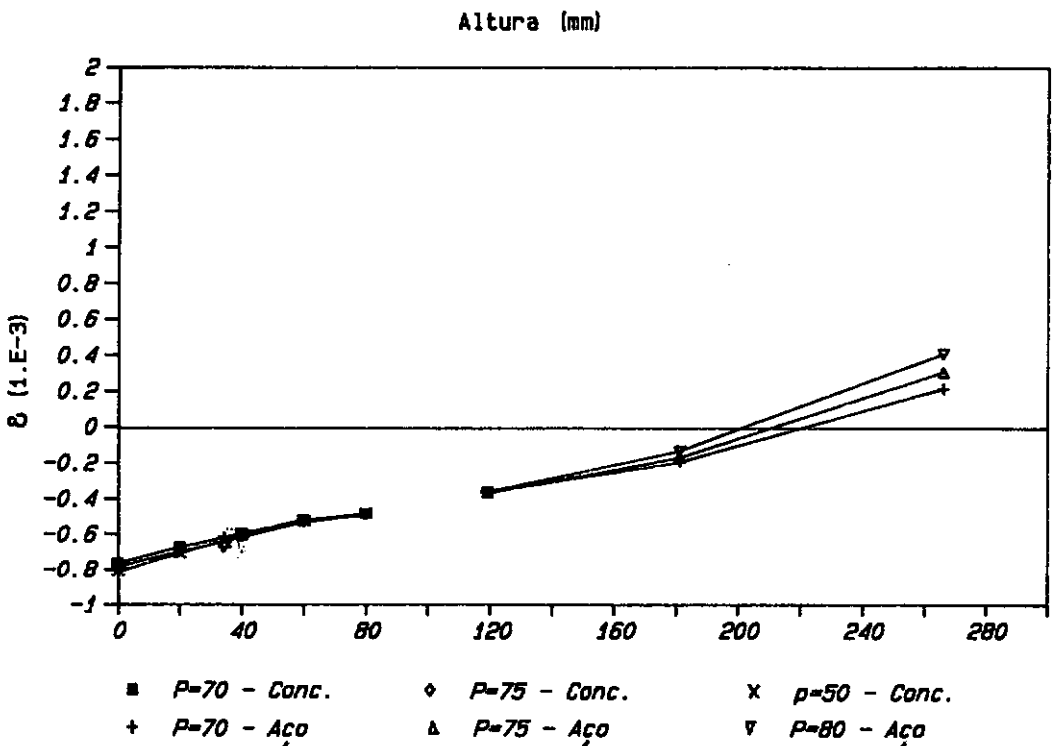


Fig. IV.4.16 Deformações no concreto e no aço na seção 3 da peça VA2.

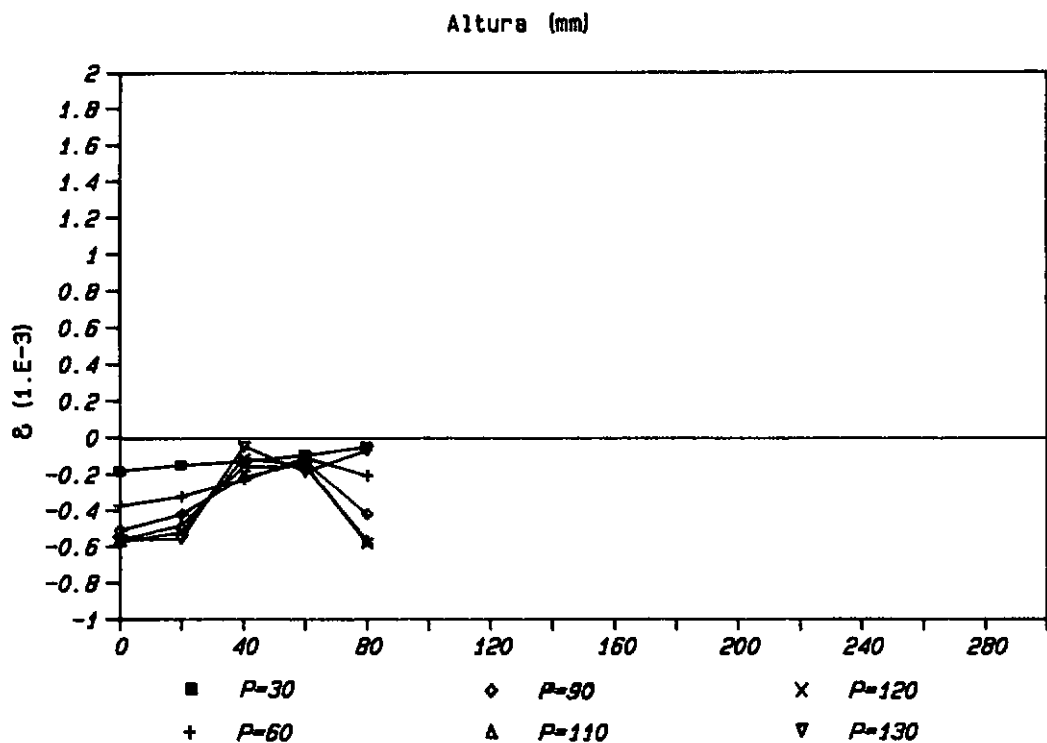


FIG. IV.4.17 - Deformações no concreto na seção 3 da peça VB1, lado Norte (Leste/Oeste)

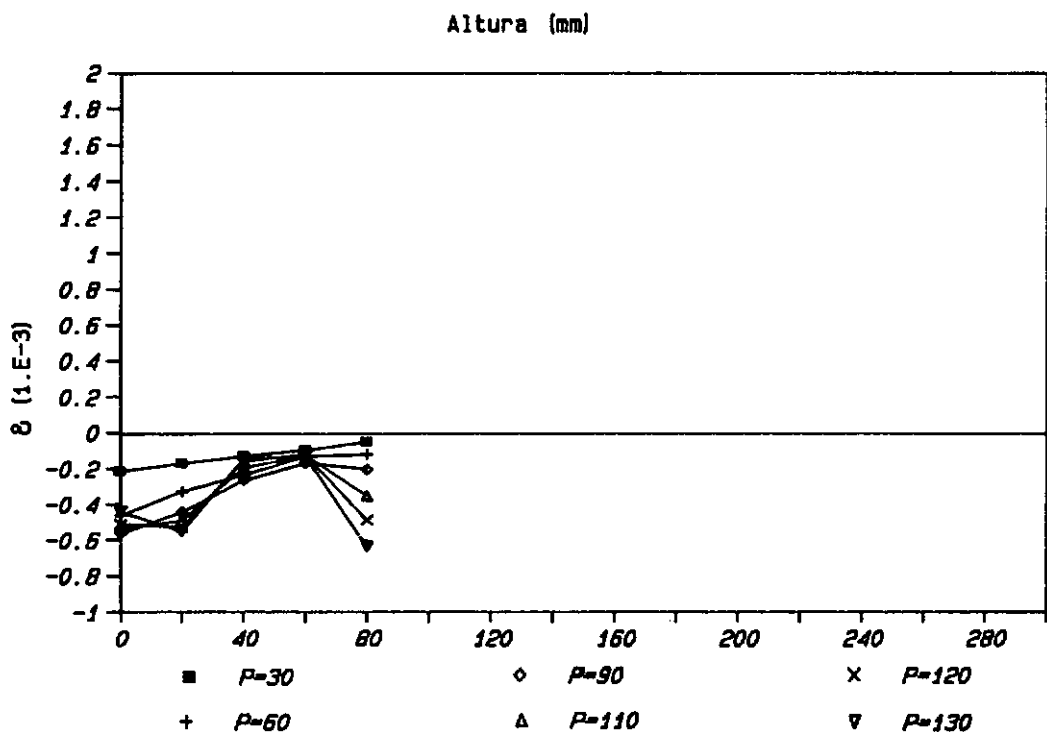


FIG. IV.4.18 - Deformações no concreto na seção 3 da peça VB1, lado Sul (Leste/Oeste)

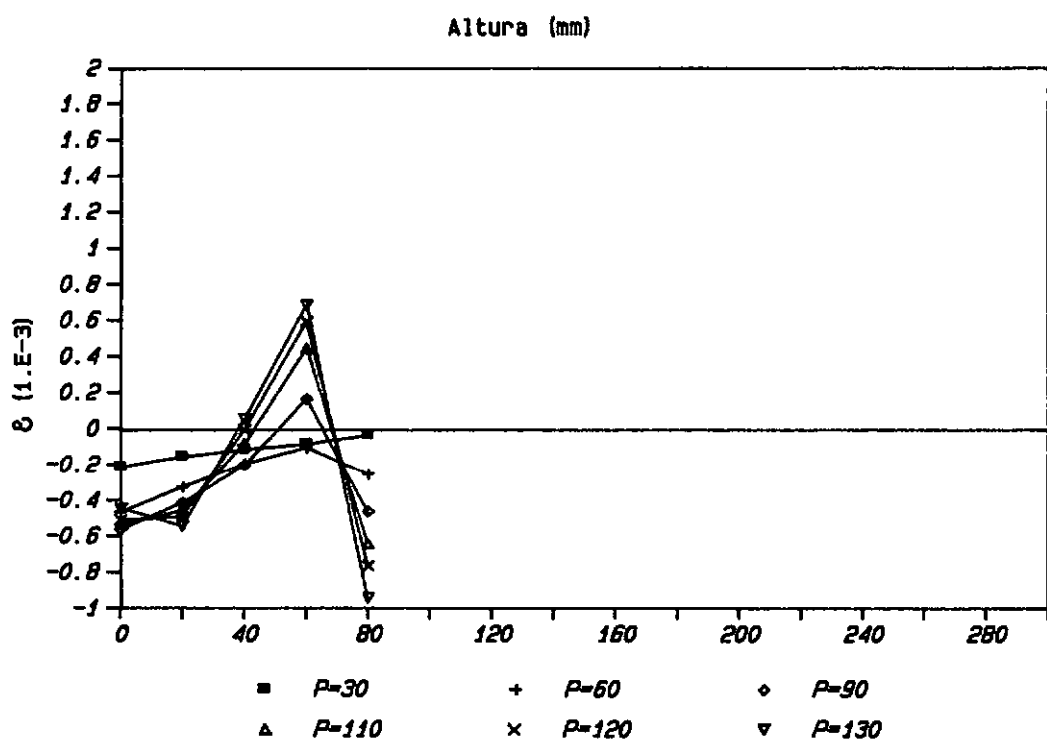


Fig.IV.4.19 Deformações no concreto na seção 3 da peça VB1, lado Sul/Leste

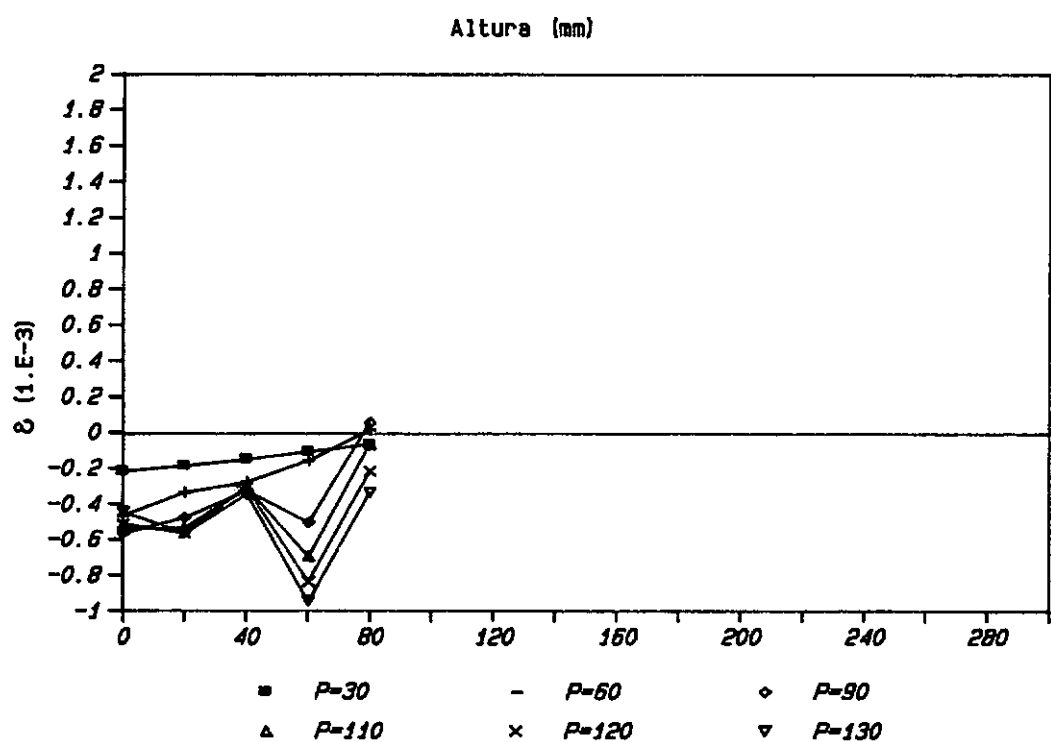


Fig.IV.4.20 Deformações no concreto na seção 3 da peça VB1, lado Sul/Oeste

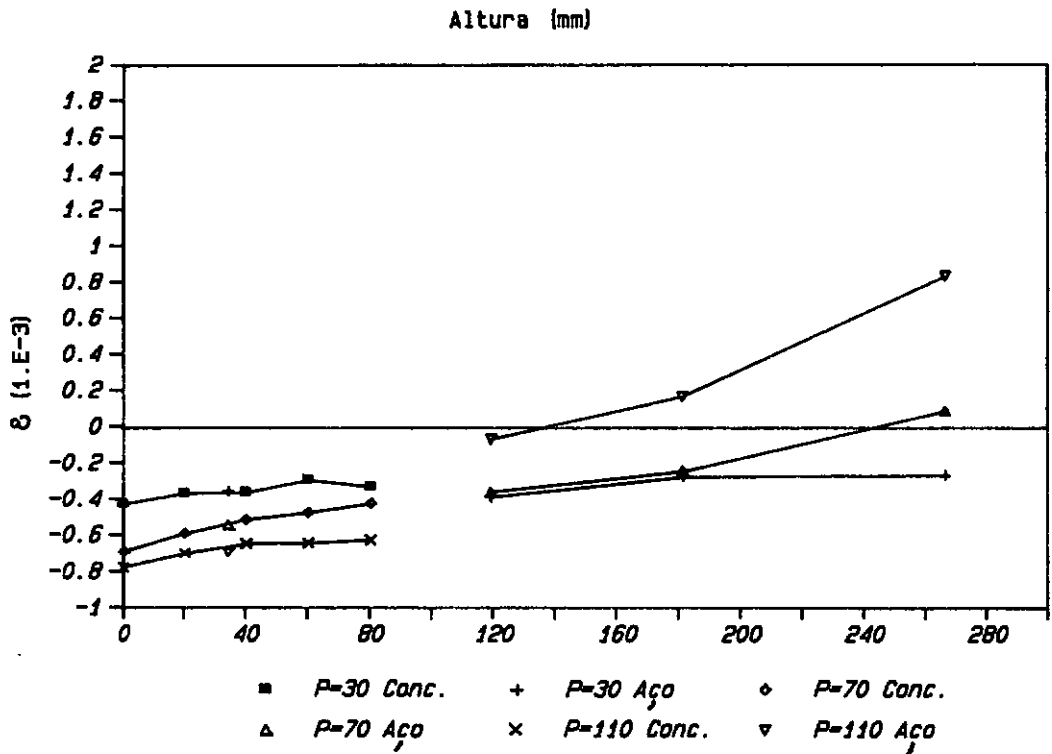


Fig.IV.4.21 Deformações no concreto e no aço na seção 3 da peça VB2.

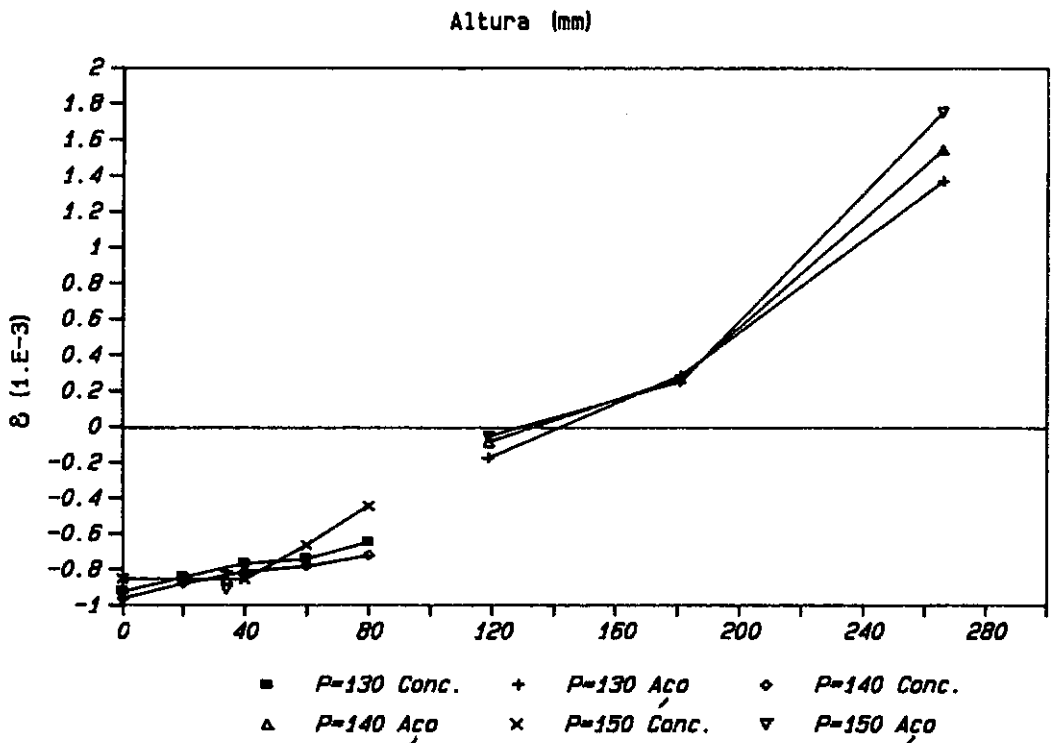


Fig.IV.4.22 Deformações no concreto e no aço na seção 3 da peça VB2.

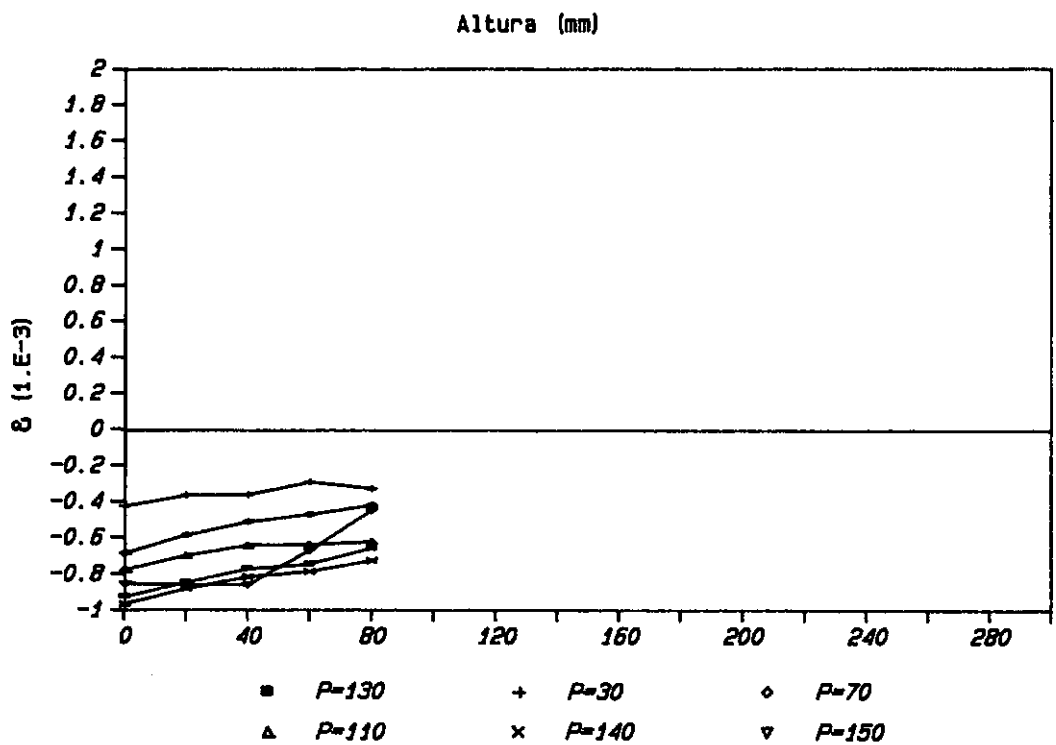


Fig.IV.4.23 Deformações no concreto na seção 3 da peça VB2, lado Norte (Leste/Oeste)

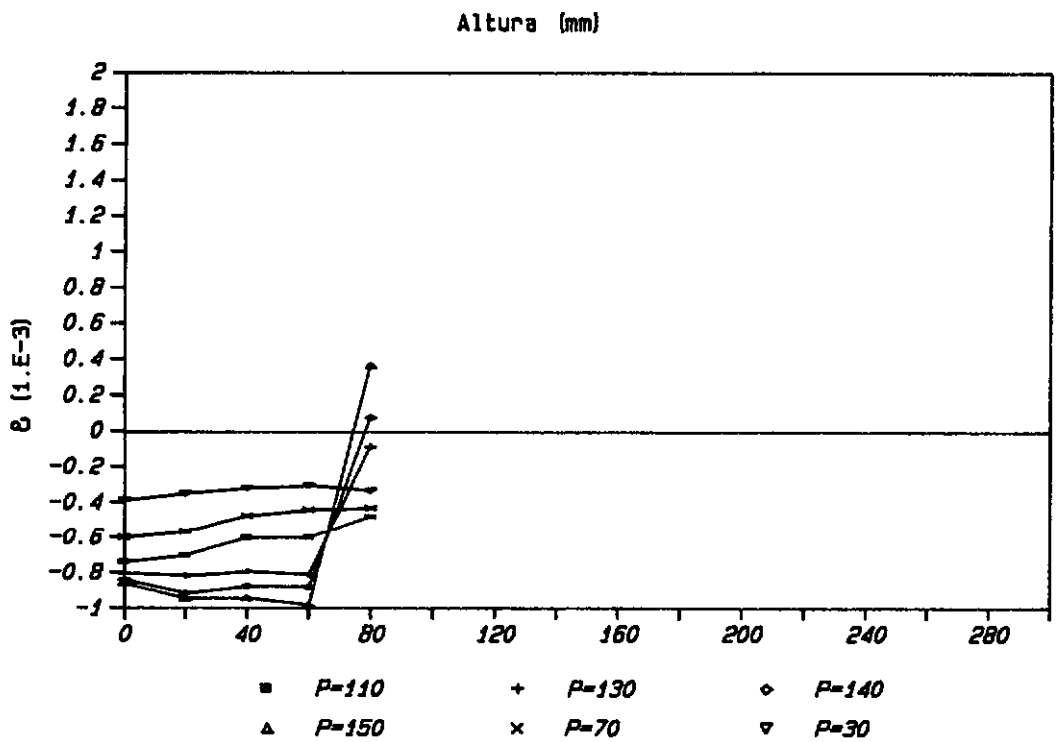


Fig.IV.4.24 Deformações no concreto na seção 3 da peça VB2, lado Sul (Leste/Oeste)

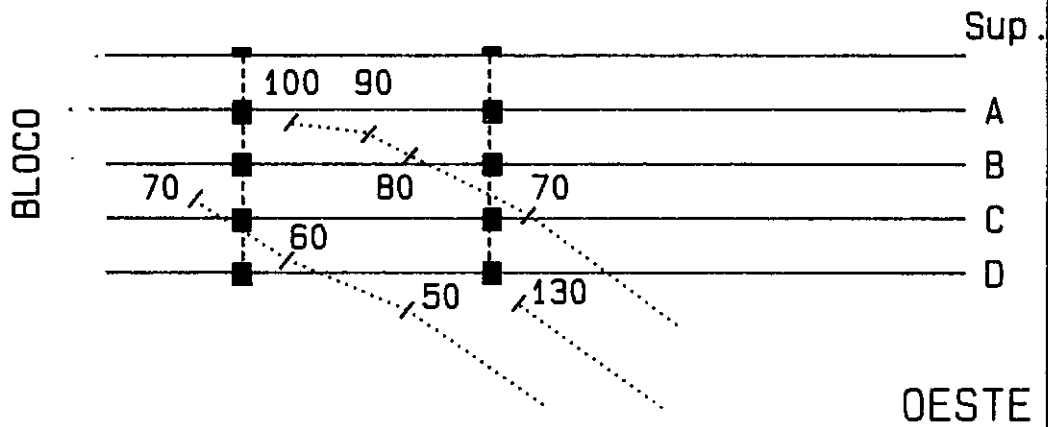


Fig.IV.4.25.a Fissuras na seção 3 da viga VB1,  
lado Sul/Oeste

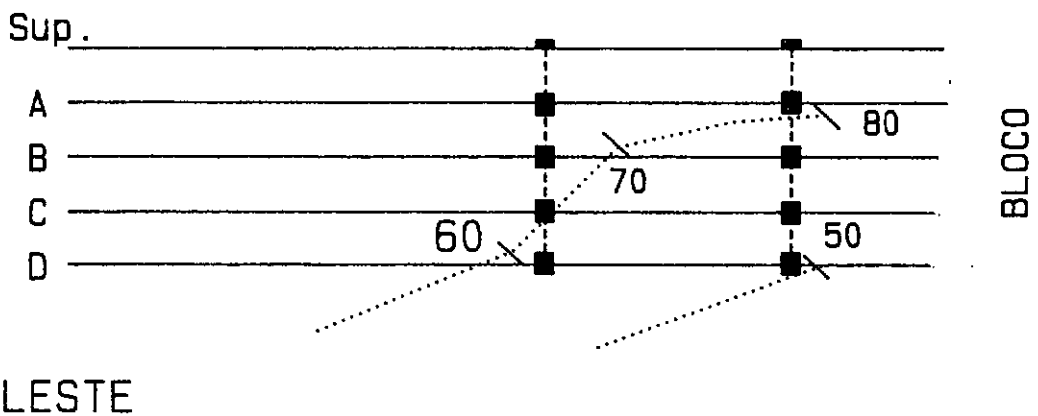


Fig.IV.4.25.b Fissuras na seção 3 da viga VB1,  
lado Sul/Leste

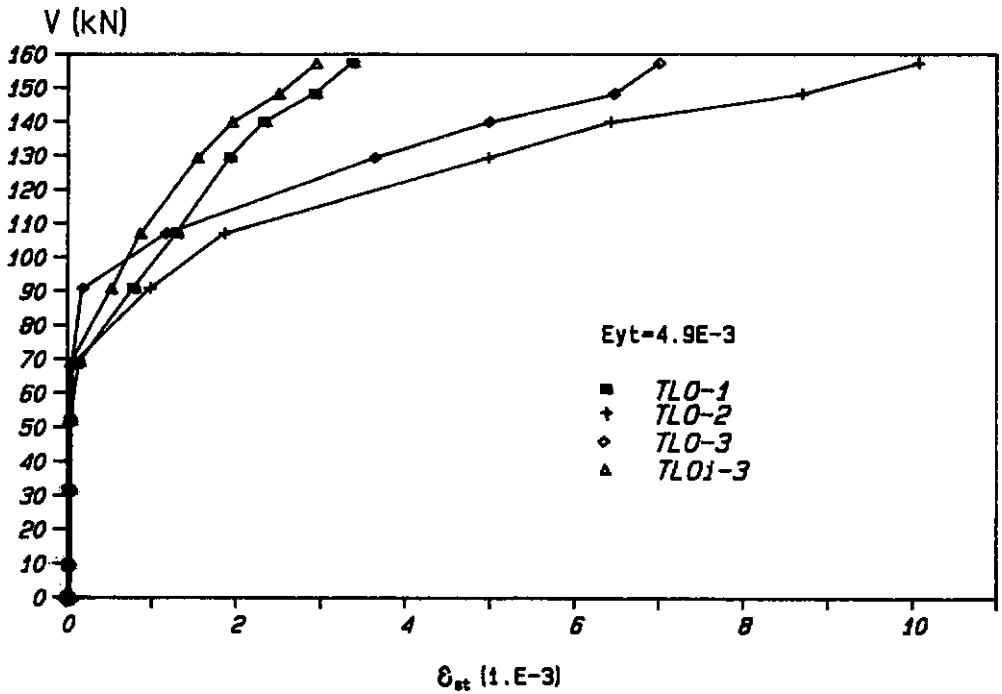


FIG. IV.5.1 - DEFORMAÇÃO NA ARMADURA TRANSVERSAL  
NA PEÇA VB2

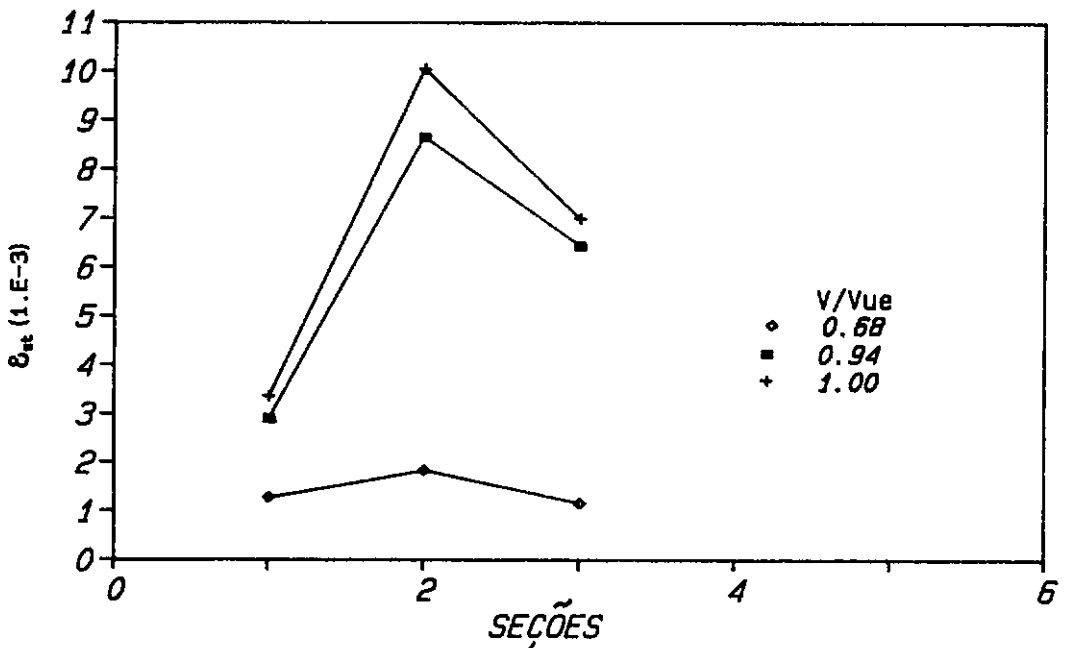


FIG. IV.5.2 - DEFORMAÇÃO NA ARMADURA TRANSVERSAL AO  
LONGO DO VÃO DE CORTE NA PEÇA VB2

## CAPÍTULO V

## MODIFICAÇÕES NAS SOLUÇÕES TEÓRICAS

## V.1 - INTRODUÇÃO

No capítulo II foram apresentadas algumas características do programa CACODI e as fórmulas propostas para o cálculo do esforço cortante resistente em peças de CA com seção cheia. NAGATO [1987] ao final do seu trabalho propõe algumas modificações no programa a fim de melhorar seu desempenho tais como o aperfeiçoamento do processo iterativo e a introdução de uma deformada "quebrada".

Neste capítulo apresentamos além das modificações acima mencionadas, uma modificação nos coeficientes das fórmulas propostas para sua utilização em peças vazadas.

## V.2 - PROCESSO ITERATIVO

O processo iterativo no programa CACODI, conforme citado no item (II.5.1), é dependente da estimativa inicial da deformada fornecida pelo usuário.

O problema da flexão composta (N,M) é regido pela equação

$$\underset{\sim}{P} = \underset{\sim}{k} \cdot \underset{\sim}{\epsilon} \quad (V.2.1)$$



onde  $\tilde{P}$  é o vetor de cargas,  $\tilde{k}$  é a matriz de rigidez secante e  $\tilde{\varepsilon}$  é o vetor de deformações. Maiores detalhes sobre estas expressões estão apresentados no apêndice A.

Da equação (V.2.1) podemos obter  $\tilde{\varepsilon}$  por

$$\tilde{\varepsilon} = \tilde{k}^{-1} \tilde{P} \quad (V.2.2)$$

onde  $\tilde{k}^{-1}$  é a matriz inversa de  $\tilde{k}$ .

Para resolver o sistema de equações lineares (V.2.2) podemos utilizar um método iterativo, por exemplo, o Método das Iterações Sucessivas (Jacobi). A convergência deste método é mostrada graficamente na figura (V.2.1). Obtida a convergência do problema (N,M) passamos para a verificação do esforço cortante.

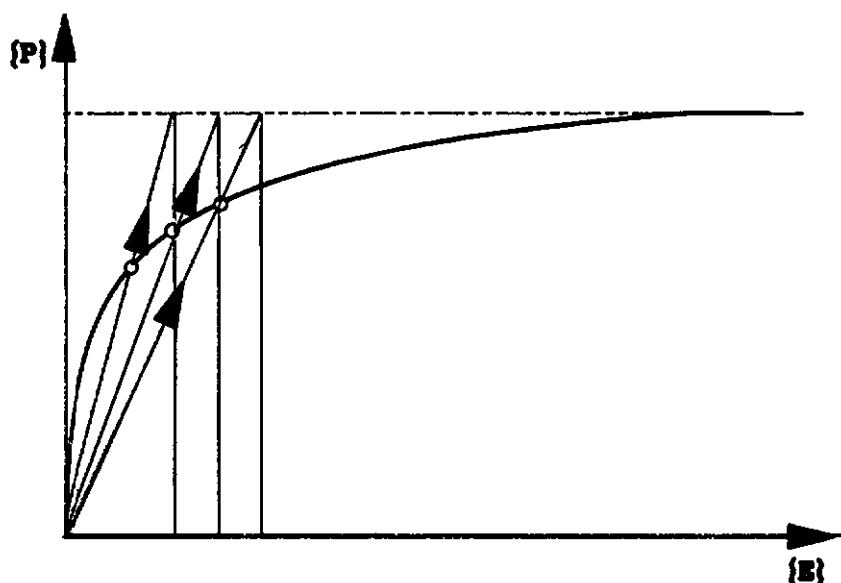


Fig.v.2.1

Convergência do Método Secante

### V.3 - INTRODUÇÃO DA DEFORMADA "QUEBRADA"

A hipótese das seções planas não se verifica nas regiões com fissuração diagonal por esforço cortante. Isso pode ser verificado em resultados experimentais de pesquisas realizadas por NAGATO [1987] e KUCHLER [1984], Além desse fato nota-se, também, que a posição da linha neutra é influenciada pelo esforço cortante no sentido de que a altura da zona comprimida é reduzida.

Nosso propósito é introduzir no programa uma deformada "quebrada", para tentar obter melhores resultados.

A análise de uma seção solicitada por (N,M,V) será dividida em duas etapas: a primeira consiste na solução do problema (N,M) e a segunda no problema (N,M,V). A etapa 1 é feita conforme o item anterior sendo que após o equilíbrio da seção ser atingido não fazemos a verificação do cortante passando, assim, para a etapa seguinte. Na segunda parte partimos da deformada obtida na etapa 1 sendo que ela é modificada conforme as expressões que seguem:

$$\epsilon_{top} = \epsilon_{top} - \Delta\epsilon_N + 1,25.\Delta\epsilon_N \quad (V.3.1)$$

$$\epsilon_{bot} = \epsilon_{bot} - \Delta\epsilon_N + 1,50.\Delta\epsilon_N \quad (V.3.2)$$

$$\Delta\epsilon_N = \Delta N.10^6 / (A_c.E_c) \quad (V.3.3)$$

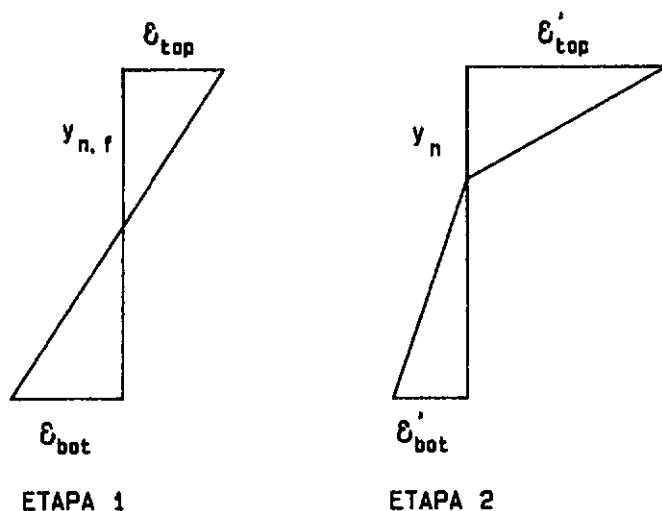
$$\Delta\epsilon_N = \Delta M.10^9 / (A_c.E_c.Y_{cg}) \quad (V.3.4)$$

$$\Delta N = N_c - N \quad (V.3.5)$$

$$\Delta M = M_c - M \quad (V.3.6)$$

onde  $\epsilon_{top}$  é a deformação na fibra superior do concreto,  $\epsilon_{bot}$  é a deformação no nível inferior da armadura longitudinal,  $A_c$  é a área de concreto da seção transversal,  $Y_{cg}$  é a altura do centro de gravidade da seção em relação a fibra superior do concreto,  $E_c$  módulo de elasticidade tangente do concreto na origem,  $N$  e  $M$  os esforços solicitantes e  $N_c$  e  $M_c$  são os esforços resistentes calculados.

A linha neutra dessa etapa terá seu valor igual a 85% do valor da obtida na primeira etapa de análise de acordo com a expressão (II.3.17).



**Fig.V.3.1** Deformadas nas duas etapas de análise

Após essa modificação são calculados os esforços resistentes e é verificado o equilíbrio, o qual sendo satisfeito passamos à verificação do esforço cortante.

As expressões (V.3.1) a (V.3.4) foram obtidas de

forma empírica. O algoritmo que se segue dá uma idéia dos passos de programação.

- ALGORITMO:

1 - Resolução do problema sem considerar o esforço cortante;

2 - Redução da altura da linha neutra;

3 - Cálculo da nova deformada, NCA e MCA;

4 - Verificação do equilíbrio da seção (NCA-N) e (MCA-M); não sendo satisfeito, volta ao 3;

5 - Verificação de V, não sendo satisfeito volta ao 3;

6 - Fim.

#### V.4 - ADAPTAÇÃO DAS FÓRMULAS PROPOSTAS POR NAGATO ÀS PEÇAS VAZADAS

No capítulo II apresentamos as fórmulas propostas por NAGATO [1987] para cálculo do esforço cortante em peças de CA seção circular cheia, expressões (II.6.1) e (II.6.2).

Com base nos resultados apresentados no capítulo IV referentes às peças VA1 e VA2 propomos uma modificação nos coeficientes das expressões acima mencionadas para servir como indicativo, no cálculo de  $V_c$ , para pesquisas futuras. Assim, para peças de seção circular vazada sem estribos:

$$V_{cd} = \frac{0,21\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \left( 1 + 1,95 \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right) A_c \quad (V.4.1)$$

Observando a expressão (V.4.1) verificamos que há uma redução nos coeficientes propostos, o que pode ser explicado pelo fato de que nas peças vazadas, além da redução da área, o fluxo das tensões é desviado do núcleo da seção criando um estado de tensões mais desfavorável que nas peças cheias (trajetórias com curvatura fora do plano de flexão).

Para as peças com estribos a resistência do concreto deve aumentar um pouco devido ao confinamento imposto pela presença dos estribos bem como pela mudança no mecanismo resistente. Para  $V_c$  propõe-se a manutenção do coeficiente 0,25. Para cálculo da armadura transversal a expressão fica

$$V_{wd} = \frac{A_{sw} (f_{ywk} / \gamma_s) D_l}{s} \left[ 1 - 1,08 \left( \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right)^2 \right] \quad (V.4.2) \quad ^1$$

Na expressão (V.4.2) o coeficiente 1,08 traduz uma diminuição da influência do esforço normal no sentido de que os estribos são mais solicitados com relação as peças cheias. Esse fato também está associado ao desvio das tensões.

Em resumo teríamos:

$$V_{cd} = \frac{\alpha_1 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \left( 1 + 1,95 \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right) A_c \quad (V.4.3)$$

$\alpha_1 = 0,21$  para peças sem estribos

$\alpha_1 = 0,25$  para peças com estribos

$$V_{wd} = \frac{A_{sw} (f_{ywk} / \gamma_s) D_l}{S} \left[ 1 - 1,08 \left( \frac{\sigma_{cmd}}{f_{ck}} \right)^2 \right] \quad (V.4.4)$$

## V.5 - Programa SACCOL

O modelo simplificado descrito no capítulo II é analisado através do programa SACCOL. O mesmo foi adaptado para peças vazadas. Os resultados referentes às peças ensaiadas nessa pesquisa são apresentados no capítulo VI.

## CAPÍTULO VI

### COMPARAÇÕES DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS

#### VI.1 - INTRODUÇÃO

No capítulo V foram apresentadas modificações feitas no programa CACODI e nas fórmulas para cálculo do esforço cortante último de peças de CA de seção circular.

Neste capítulo faremos algumas comparações entre os resultados obtidos com o CACODI e com modificações nele efetuadas. É feita, também, uma aplicação dos programas às peças ensaiadas nessa pesquisa.

#### VI.2 - TABELAS COM RESULTADOS DAS PEÇAS ENSAIADAS

Nas tabelas que serão apresentadas a seguir, os resultados experimentais são identificados pelo índice inferior (e) e as diversas soluções teóricas pelos índices abaixo:

- (1) - Programa CACODI
- (2) - Programa CACODI2
- (3) - Programa CACODI3

O CACODI é o originalmente desenvolvido por Nagato, o CACODI2 é com a introdução do Método das Iterações sucessivas e CACODI3 é com a deformada quebrada.

Os esforços cortantes últimos  $V_u(1), (2)$  e  $(3)$  foram obtidos através da análise realizada em duas seções. Na seção de momento máximo tomou-se  $\tau_{vu} = 1,0.f_{cw}^{(2/3)}$  e na seção aproximadamente  $0,5.d_e$  da seção de momento máximo, adotou-se  $\tau_{vu} = 0,56.f_c^{(2/3)}$ , sendo  $\tau_{vu}$  o valor último da tensão cisalhante vertical e  $f_c$  a resistência à compressão simples do concreto. O valor impresso nas tabelas é o menor dos dois.

Em todos os cálculos os coeficientes de segurança parciais relativos aos materiais foram tomados iguais a 1,00, inclusive o coeficiente de redução da resistência à compressão usado no diagrama tensão-deformação adotado nas normas, isto é,  $f_c$  e não  $0,85.f_c$ .

### VI.3 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

As tabelas (VI.3.1) à (VI.3.3) apresentam os valores das cargas de ruptura, deformações na fibra superior do concreto e as deformações no nível inferior da armadura, respectivamente, obtidas pelos programas (1), (2) e (3) para as peças ensaiadas por NAGATO [1987]. Os programas (1) e (2) fornecem cargas um pouco contra a segurança enquanto que o (3) a favor, na maioria das peças analisadas. Quanto às deformações, o que fornece melhores resultados é o (3) embora não muito próximos dos experimentais. Talvez, com uma melhora no processo



iterativo do programa (3), referente a parte de análise da seção quebrada, os resultados melhorem na previsão das deformações.

As previsões teóricas para peças vazadas feitas pelos referidos programas não foram satisfatórias nos modelos sem estribos, ou seja, na previsão do esforço cortante absorvido pelo concreto. Observam-se erros de até a 50% contra a segurança. Já nas peças com estribos os resultados foram, também, contra a segurança, sendo de 5,6% o maior erro. No entanto não podemos concluir, apesar da pequena margem de erro, que a utilização dos programas para peças com estribos seja boa, em virtude do desconhecimento do mecanismo resistente da peça. A tabela (VI.3.4) mostra as cargas obtidas pelos programas.

O mecanismo de ruptura das peças de seção vazada difere substancialmente daquele descrito por Nagato para peças de seção cheia pelo fato de que as bielas tem eixo com curvatura fora do plano de flexão. O mecanismo é complexo, sendo que nas peças com estribos a tendência de flexão com aumento da curvatura das bielas é combatida pela tendência de retificação dos estribos, o que não ocorre nas peças sem estribos que ficam conseqüentemente menos rígidas.

A tabela (VI.3.5) apresenta as cargas de ruptura fornecidas pelo programa SACCOL. Nela observamos que os resultados, também, não são bons. O modelo simplificado parece não funcionar para peças vazadas. Um modelo que

leve em consideração a curvatura das bielas de compressão talvez seja o indicado.

TABELA VI.3.1 - Cargas de ruptura

Comparação Teórica-Experimental

PEÇAS ENSAIADAS POR NAGATO [1987]

	a	b	c	d			
PEÇA	$V_{ue}$	$V_{u(1)}$	$V_{u(2)}$	$V_{u(3)}$	a/b	a/c	a/d
A1	103	119	102	95	0,87	1,01	1,08
A2	135	160	161	137	0,84	0,84	0,99
A3	180	186	185	166	0,97	0,97	1,08
A4	180	193	191	166	0,93	0,94	1,08
B1	140	139	140	140	1,01	1,00	1,00
B2	160	172	141	138	0,93	1,13	1,16
B312	160	167	167	159	0,96	0,97	1,01
B316	188	183	184	173	1,03	1,05	1,09
B320	180	194	184	177	0,93	0,98	1,02
B4	175	185	180	180	0,95	0,97	0,92
C1	200	169	169	165	1,18	1,18	1,21
C2	210	196	193	189	1,07	1,09	1,11
C3	210	208	185	199	1,01	1,14	1,06
D1	225	163	156	164	1,38	1,44	1,37
D2	205	188	184	183	1,09	1,11	1,12
D3	215	207	195	197	1,04	1,10	1,09

(1) - CACODI desenvolvido por NAGATO [1987]

(2) - CACODI com método das iterações sucessivas

(3) - CACODI com deformada quebrada

TABELA VI.3.2 - Deformações na fibra mais comprimida

Comparação Teórica-Experimental

PEÇAS ENSAIADAS POR NAGATO (1987)

	a	b	c	d			
PEÇA	$\epsilon_{te}$	$\epsilon_{t(1)}$	$\epsilon_{t(2)}$	$\epsilon_{t(3)}$	a/b	a/c	a/d
A1	-1,55	-1,26	-1,04	-1,22	1,23	1,49	1,27
A2	-1,85	-1,83	-1,83	-1,91	1,01	1,01	0,97
A3	-2,85	-2,28	-2,80	-2,47	1,25	1,02	1,15
A4	-3,25	-2,40	-2,84	-2,47	1,35	1,14	1,32
B1	-2,20	-1,50	-1,81	-1,88	1,47	1,22	1,17
B2	-3,10	-2,03	-1,96	-2,55	1,53	1,55	1,22
B312	-5,40	-4,75	-4,02	-5,03	1,14	1,34	1,07
B316	-5,10	-4,30	-3,67	-4,30	1,19	1,39	1,19
B320	-3,20	-2,63	-3,11	-4,05	1,22	1,03	0,75
B4	-3,50	-3,05	-2,28	-4,24	1,15	1,54	0,83
C1	-2,70	-1,88	-2,45	-2,10	1,44	1,44	1,29
C2	-4,15	-2,35	-2,96	-2,58	1,77	1,40	1,61
C3	-5,80	-4,38	-2,41	-4,57	1,32	2,41	1,27
D1	-3,10	-3,15	-2,67	-3,52	0,98	1,16	0,88
D2	-3,20	-3,90	-3,42	-4,48	0,82	0,94	0,71
D3	-6,00	-4,68	-3,18	-5,10	1,28	1,89	1,18

(1), (2) e (3) conforme TABELA VI.3.1

TABELA VI.3.3 - Deformações na fibra mais tracionada  
 Comparação Teórica-Experimental

PEÇAS ENSAIADAS POR NAGATO [1987]

	a	b	c	d			
PEÇA	$\epsilon_{be}$	$\epsilon_{b(1)}$	$\epsilon_{b(2)}$	$\epsilon_{b(3)}$	a/b	a/c	a/d
A1	1,40	1,76	1,46	1,24	0,80	0,96	1,13
A2	1,10	1,88	1,90	1,27	0,59	0,58	0,87
A3	1,07	1,85	2,43	1,19	0,59	0,44	0,90
A4	0,98	1,94	2,42	1,14	0,51	0,40	0,86
B1	1,30	2,30	2,77	2,42	0,57	0,40	0,54
B2	1,30	2,31	2,12	2,22	0,56	0,61	0,59
B312	1,50	5,76	3,90	3,15	0,40	0,32	0,48
B316	1,75	5,11	2,88	2,91	0,57	0,44	0,60
B320	0,60	2,27	2,79	2,12	0,26	0,22	0,28
B4	1,02	2,69	1,80	2,48	0,44	0,57	1,08
C1	2,40	2,99	4,10	2,77	0,80	0,59	0,87
C2	1,95	2,86	3,85	2,55	0,68	0,51	0,76
C3	1,20	4,89	1,96	3,02	0,41	0,61	0,40
D1	4,25	6,19	4,79	4,80	1,10	0,89	0,89
D2	2,25	5,50	4,73	4,12	0,66	0,48	0,55
D3	2,75	5,25	3,12	3,18	0,84	0,88	0,86

(1), (2) e (3) conforme TABELA VI.3.1

TABELA VI.3.4 - Cargas de ruptura

Comparação Teórica-Experimental

PEÇAS ENSAIADAS NESTA PESQUISA

	a	b	c	d			
PEÇA /	$V_{ue}$	$V_{u(1)}$	$V_{u(2)}$	$V_{u(3)}$	a/b	a/c	a/d
VA1	55	87	74	82	0,63	0,74	0,67
VA2	83	125	125	113	0,66	0,66	0,73
VB1	130	140	140	139	0,93	0,93	0,94
VB2	158	168	160	167	0,94	0,99	0,95

(1), (2) e (3) conforme TABELA VI.3.1

TABELA VI.3.5 - Cargas obtidas pelo programa SACCOL

PEÇAS ENSAIADAS NESTA PESQUISA

	a	b	
PEÇA /	$V_{ue}$	SACCOL	a/b
VA1	55	99	0,56
VA2	83	121	0,69
VB1	130	152	0,86
VB2	158	172	0,92

A tabela (VI.3.6) apresenta, para as peças ensaiadas nesta pesquisa, as cargas de ruptura experimentais comparadas com as calculadas com as fórmulas (V.4.3) e (V.4.4) propostas no capítulo V. Apesar das fórmulas propostas se aplicarem bem às 4 peças de seção circular vazada ensaiadas, o número limitado de ensaios usados para o ajustamento das mesmas não permite que se tirem conclusões definitivas sobre sua validade.

TABELA VI.3.6 - Cargas obtidas pelas fórmulas propostas nesta pesquisa. (Capítulo V)

PEÇAS ENSAIADAS NESTA PESQUISA

	a	b			
PEÇA	$V_{ue}$	$V_u$	$V_c$	$V_w$	a/b
VA1	55,0	55,6	55,6	—	0,99
VA2	83,0	83,0	83,0	—	1,00
VB1	130,0	123,1	67,4	55,7	1,06
VB2	158,0	158,1	100,9	57,2	1,00

## CAPÍTULO VII

## CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Apesar de algumas dificuldades encontradas para realização do trabalho conseguimos superar as deficiências a fim de que, processadas as informações, pudéssemos contribuir para o estudo do comportamento de peças de seção circular vazada, motivo central dessa dissertação.

Vale ressaltar que o número de ensaios realizados, inferior ao proposto no início desse estudo, bem como problemas que surgiram com as peças VA2 e VB1, respectivamente, diminuição da espessura da parede na parte tracionada e o não aproveitamento dos dados referentes as deformações no aço, se não chegaram a comprometer de todo o resultado final, impossibilitaram uma abordagem mais ampla do assunto em questão.

Acreditamos que os resultados obtidos nesse trabalho servirão de auxílio para pesquisas futuras. Por isso, após as conclusões, enumeramos algumas sugestões para que possam, da mesma forma, dar continuidade ao estudo agora iniciado.

Ao longo desse trabalho concluímos:

- O esforço normal influi significativamente no comportamento das peças;
- A presença do esforço normal diminui tanto os deslocamentos como as rotações;
- As deformações na barra mais tracionada da armadura longitudinal são mais sensíveis do que as da fibra mais comprimida do concreto, com relação à presença do esforço normal;
- A deformada quebrada se verifica na região com fissuração diagonal;
- As bielas de compressão, por terem curvatura fora do plano de flexão da peça, sofrem um estado de tensão mais desfavorável que em peças cheias;
- A presença dos estribos exerce uma função importante nas bielas comprimidas: combate sua flexão lateral;
- As soluções teóricas utilizadas para peças cheias não são indicadas para peças vazadas.

O estudo de um maior número de peças com maior variedade de parâmetros levará ao aprofundamento dos conhecimentos sobre o mecanismo resistente das peças vazadas.



Sugere-se:

- variação do esforço normal;
- variação da relação  $a/D$ ;
- variação da espessura relativa da parede da peça ( $e/D$ ) que deve ter grande influência no mecanismo de ruptura;
- variação da taxa de armadura transversal;
- variação da taxa de armadura longitudinal;
- estudo de um modelo de treliça que leve em conta a curvatura das bielas de compressão transversalmente.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT, (1978), "NB1/78 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado", Associação Brasileira de Normas Técnicas, (atual NBR 6118).
- ACI-ASCE COMMITTEE 426, (1978), "The Shear Strength of Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, Michigan.
- ACI (1977), "ACI-318/77 Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI Manual of Concrete Practice.
- ANG, B.G., (1985), "Seismic Shear Strength of Circular Bridge Piers", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 408 pp.
- CARREIRA, D.J., and CHU, K.H., (1985) "Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression", ACI Journal, November-December , pp. 797-804.
- COLLINS, M.P., (1978) "Towards a Rational Theory for RC Members in Shear", Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. ST4, April, pp. 649-666.
- COLLINS, M.P., (1986) "A Rational Approach to Shear Design the Canadian Code Provisions", ACI Journal, Nov-Dec., pp.925-933.
- FARADJI CAPON, M.J., y DIAZ DE COSSIO, R., (1965) "Tensión Diagonal en Miembros de Concreto de Sección

Circular", Revista Ingenieria, Mexico, abril, pp. 257-280.

KHALIFA, J.U., and COLLINS, M.P., (1981) "Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear", University of Toronto - Department of Civil of Engineering, Publication No. 81-08, December, 103 pp.

KUCHLER, T.W., (1984), "Bending and Shear in Reinforced Concrete Beams with Distributed Longitudinal Reinforcement", Polytechnic of Central London, Structures Research Group, June.

MITCHELL, D., and COLLINS, M.P., (1974) "Diagonal Compression Field Theory A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion", ACI Journal, August, pp. 396-408.

MÖRSCH, E., (1909) "Concrete-Steel Construction", (Der Eisenbetonbau), The Engineering News Publishing Company.

NAGATO, Y., (1987), "Resistência ao Esforço Cortante Combinado com Compressão e Flexão de Peças de Concreto Armado com Seção Transversal Circular", Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ.

NAGATO, Y., (1988a), "Verificação da Resistência ao Esforço cortante de Peças de Concreto Armado de Seção Circular", COLLOQUIA 88 - Jornadas en Español y Português sobre Estruturas y Materiales, Madri, Vol IV, pp.129-148.

NAGATO, Y., (1988b), "Esforço Cortante em Peças de Concreto de Seção Circular", 5<sup>o</sup> CECAP - Colóquio

sobre Comportamento e Projeto de Estruturas de Concreto Armado e Protendido, Rio de Janeiro - RJ (Conferência com texto publicado, 79p.)

NUNES, J.C.A., (1981) "Resistência ao Esforço Cortante de Peças de Concreto Armado com Seção Transversal Circular", Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ.

NUNES, J.C.A., e NAGATO, Y., (1983) "Resistência ao Esforço Cortante de Peças de Concreto Armado de Seção Transversal Circular", Revista Brasileira de Engenharia - RBE - Caderno de Engenharia Estrutural, vol. 1, No. 2, Rio de Janeiro, pp. 19-36.

REGAN, P.E., (1969) "Shear in Reinforced Concrete Beams", Magazine of Concrete Research, Vol. 21, No. 66, March, pp. 31-42.

REGAN, P.Q., (1982), "Shear in Reinforced Concrete - An Analytical Study", Construction Industry Research and Information Association - CIRIA, Technical Note 46, London, October.

SANTATHADAPORN, S. and CHEN, W.F., (1972) "Tangent Stiffness Method for Biaxial Bending", Journal of the Structural Division, janeiro, pp. 153-163.

VECCHIO, F., and COLLINS, M.P., (1982) "The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses", Publication No. 82-03, University of Toronto, Department of Civil Engineering, Canada, March, 332 pp.

VECCHIO, F.J., and COLLINS, M.P., (1986) "The Modified

Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", ACI Journal, March-April, pp. 219-231.

WALTHER, R., (1958) "The Shear Strength of Prestressed Concrete Beams", Third congress of the Federation Internationale de La Précontrainte, Berlin, 21 pp.

## APÊNDICE A

### ESTABELECIMENTO DOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ

Na análise de uma seção submetida a flexão composta (N,M) as equações de equilíbrio são:

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{c i} A_{c i} + \sum_{j=1}^m \sigma_{s j} A_{s j} \quad (A.1)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{c i} A_{c i} y_{c i} + \sum_{j=1}^m \sigma_{s j} A_{s j} y_{s j} \quad (A.2)$$

A formulação secante nos fornece as relações:

$$\sigma_{c i} = E_{c i}^s \varepsilon_{c i} \quad (A.3)$$

$$\sigma_{s j} = E_{s j}^s \varepsilon_{s j} \quad (A.4)$$

onde  $\sigma$  é a tensão correspondente a deformação  $\varepsilon$  e  $E$  o módulo de elasticidade secante.

A deformação em uma fibra genérica,  $\varepsilon_c$  ou  $\varepsilon_s$ , pode ser escrita como

$$\varepsilon = \varepsilon_{c_0} + \psi y \quad (A.5)$$

onde  $\varepsilon_{c_0}$  é a deformação no centróide da seção, e  $\psi$  é a curvatura e  $y$  é a ordenada da fibra.

Substituindo as equações (A.3), (A.4) e (A.5) em (A.1) e (A.2), nós obtemos

$$N = \sum_{i=1}^n E_{c i}^s (\varepsilon_{c o} + \psi Y_{c i}) A_{c i} + \sum_{j=1}^m E_{s j}^s (\varepsilon_{c o} + \psi Y_{s j}) A_{s j} \quad (A.6)$$

$$M = \sum_{i=1}^n E_{c i}^s (\varepsilon_{c o} + \psi Y_{c i}) A_{c i} Y_{c i} + \sum_{j=1}^m E_{s j}^s (\varepsilon_{c o} + \psi Y_{s j}) A_{s j} Y_{s j} \quad (A.7)$$

$$N = \varepsilon_{c o} \left[ \sum_{i=1}^n E_{c i}^s A_{c i} + \sum_{j=1}^m E_{s j}^s A_{s j} \right] + \psi \left[ \sum_{i=1}^n E_{c i}^s A_{c i} Y_{c i} + \sum_{j=1}^m E_{s j}^s A_{s j} Y_{s j} \right] \quad (A.8)$$

$$M = \varepsilon_{c o} \left[ \sum_{i=1}^n E_{c i}^s A_{c i} Y_{c i} + \sum_{j=1}^m E_{s j}^s A_{s j} Y_{s j} \right] + \psi \left[ \sum_{i=1}^n E_{c i}^s A_{c i} Y_{c i}^2 + \sum_{j=1}^m E_{s j}^s A_{s j} Y_{s j}^2 \right] \quad (A.9)$$

Escrevendo sob forma matricial :

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{c o} \\ \psi \end{Bmatrix} \quad (A.10)$$

ou ainda,

$$\underset{\sim}{P} = \underset{\sim}{k} \underset{\sim}{\varepsilon} \quad (A.11)$$

onde

$$\underset{\sim}{P} = \left\{ \begin{array}{c} N \\ M \end{array} \right\} \quad (A.12)$$

$$\underset{\sim}{k} = \left[ \begin{array}{cc} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{array} \right] \quad (A.13)$$

$$\underset{\sim}{\varepsilon} = \left\{ \begin{array}{c} \varepsilon_{co} \\ \psi \end{array} \right\} \quad (A.14)$$

$$k_{11} = \sum_{i=1}^n E_{ci}^s A_{ci} + \sum_{j=1}^n E_{sj}^s A_{sj} \quad (A.15)$$

$$k_{12} = k_{21} = \sum_{i=1}^n E_{ci}^s A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^n E_{sj}^s A_{sj} y_{sj} \quad (A.16)$$

$$k_{22} = \sum_{i=1}^n E_{ci}^s A_{ci} y_{ci}^2 + \sum_{j=1}^n E_{sj}^s A_{sj} y_{sj}^2 \quad (A.17)$$